



TITLE:

脱水による軟弱地盤の改良に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

中堀, 和英

CITATION:

中堀, 和英. 脱水による軟弱地盤の改良に関する研究. 京都大学, 1980, 工学博士

ISSUE DATE:

1980-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r4189>

RIGHT:

脱水による軟弱地盤の 改良に関する研究

昭和54年8月

中 堀 和 英

脱水による軟弱地盤の 改良に関する研究

昭和 54 年 8 月

中 堀 和 英

目 次

第 1 章	緒 論	1
1・1	緒 言	1
1・2	軟弱地盤と改良工法の概念	1
1・3	地盤改良工法の概史	4
1・4	地盤改良工法の分類	6
1・5	地盤の型と地盤改良	8
1・6	本研究の位置付け	9
第 2 章	脱水による地盤改良工法の考察	10
2・1	緒 言	10
2・2	我が国の軟弱地盤と脱水系工法	10
2・3	脱水系工法の原理	12
2・4	強制脱水としての水位低下工法	15
2・5	脱水加速としての鉛直ドレーン工法	17
2・6	結 語	18
第 3 章	水位低下工法についての研究	20
3・1	緒 言	20
3・2	水位低下工法の計画・設計法について	21
3・2・1	工法の種類	21
3・2・2	従来選択法の問題点	23
3・2・3	工法選択についての見解	24
3・2・4	従来調査法の問題点	36
3・2・5	調査法についての見解	37
3・2・6	調査の実例	45
3・2・7	従来設計法の問題点	52
3・2・8	設計法についての見解	53
3・3	水位低下工法の施工について	62
3・3・1	ウェルポイント工法における要点	62
3・3・2	深井戸工法における要点	66
3・3・3	観測・効果点検	67
3・4	結 語	73
第 4 章	鉛直ドレーン工法についての研究	75
4・1	緒 言	75

4・2	鉛直ドレーン工法の計画・設計法について	76
4・2・1	使用法の分類	76
4・2・2	従来調査法の問題点	78
4・2・3	鉛直ドレーン設計の基本式	79
4・2・4	m_v と k が変化する場合の計算法	80
4・2・5	不貫通ドレーンの場合の計算法	83
4・2・6	調査法についての見解	87
4・3	鉛直ドレーン工法の施工について	88
4・3・1	サンドドレーン工法における要点	88
4・3・2	ペーパードレーン工法における要点	100
4・4	結 語	104
第 5 章	両工法を併用した実施例の研究	107
5・1	緒 言	107
5・2	石油タンク基礎に用いた例	109
5・2・1	地盤の概要	109
5・2・2	改良工事の概要	109
5・2・3	改 良 結 果	110
5・3	岸壁の基礎に用いた例	115
5・3・1	地盤の概要	115
5・3・2	改良工事の概要	118
5・3・3	岸壁の滑動	120
5・3・4	安定の検討	121
5・3・5	事後対策と第2次改良工事	124
5・3・6	改 良 結 果	129
5・4	埋立地における広域な改良の例	130
5・4・1	概 要	130
5・4・2	地盤の概要	132
5・4・3	沖積粘土の土性変化	134
5・4・4	改良工事の概要	138
5・4・5	圧密沈下の計算と実例	138
5・4・6	改 良 結 果	139
5・5	結 語	139
第 6 章	結 論	164
	謝 辞	166

脱水による軟弱地盤の改良に関する研究

第 1 章 緒 論

1・1 緒 言

人類の生活や生産の場は、古くは地盤をはじめ自然条件の良好な所が選ばれたが、その発展・拡大とともに次第にそうでない所、後で詳しく説明する軟弱地盤といわれる所も使うようになったことは遺跡などからも伺い得る。それに応じるため科学技術においても種々の努力が積み重ねられて来た。すなわち、土質力学・基礎工学の分野においても、このような軟弱地盤を使いこなす、ここに構造物をいかにして安全に建設するかの問題に取り組まれて来たのである。

特に我が国の場合、社会経済上の発展条件から近々約 20 年間における諸施設の大量建設、さらに立地条件の有利さからそれらは臨海型の工業地帯に重点が置かれたため、海岸付近の沖積地盤や急造された人工埋立地盤での諸工事が急増し、またこれに伴う物資輸送施設である鉄道・道路もやはり沖積平野などの軟弱地盤に敷かれることが多くなったのである。

軟弱地盤に建設工事を行う場合、構造物本体を強化してそれに対処する方法もあるが、一般的には地盤を使用目的に応じるよう強化・安定させること、すなわち「軟弱地盤の改良」の有利な場合が多いのである。端的には我が国での最近の建設工事は、軟弱地盤とその改良工法に縁深く関係して行われて来たといえるのである。

次いでこのような軟弱地盤とその改良工法の発展経過・種類を概観して見る。

1・2 軟弱地盤と改良工法 の概念

「軟弱地盤」を定量的表現で明確に区分することは困難なことである。それは我々が地盤に対して盛土や構造物の工事を行うとき、軟弱であるかどうかは、それらの形・大きさ・載荷量によってはもちろん、載荷速度などによっても挙動が異なるので、地盤が絶対的かつ定量的に表現できる区分を持つのでなく、むしろ相対的な表現なのである。

そしてまた、地盤という場合、一つの土層を指すのではなく、一般に数多くの土層から成り立ち複雑な変化をする総合体である。したがって地盤を形成する多くの土層の中の一土層が軟弱であるため、それが基礎地盤として致命的なものとなり、全体として軟弱地盤と考える場合と、逆に条件によっては一土層がそうであっても、全体としては問題の無い場合もある。すなわち、単一土層の軟弱性についての定量的規定が困難な上に、それらを包含する総合体としての地盤としての判断はさらに諸条件によって異なるので、極めて相対的かつ便宜的になってしまうのである。

土質の強さの実用的な区分法の著名な方法として、テルツァギ(Terzaghi)とペック(Peck)¹⁾によるものがある。これは調査手段である標準貫入試験によって30 cm貫入の打数すなわちN値と呼ばれるものを目安として簡便に分類している。

これらは、土層の土質を問題としたものであって、地盤全体としての評価をしたものではないが、まず単一土層の強さや安定性の相対的な評価の有用な方法であって、地盤全体の評価の基本的要素となるものである。

我が国での実用的な分野での区分例として、表1・1、1・2 に国鉄や道路公団の基準を示す。

表1・1 軟弱地盤の判定例

〔日本国有鉄道・土構造物の設計施工指針(案)では、軟弱地盤と支持層の判定は次表を標準とする。〕

標準貫入試験のN値	層 厚 (その他)	判 定
0	2 m以上	軟 弱 地 盤
2 以下	5 m以上	
4 以下	10 m以上	
30 以上	3 m以上 (その下に軟弱層のないとき)	支 持 層

表1・2 日本道路公団・設計要領

〔軟弱地盤は主として粘土やシルトのような微細な粒子に富んだチェウ積層より成り、地下水位が高く、地耐力の低い地盤をいう。定量的には、その地盤の拡がりや、地盤上に建設する盛上等の規模によって異なり、一義的に定まるものではない。しかし、一応の基準として、泥炭地盤を始め、次表に相当するような地盤は、軟弱地盤として取り扱うものとする。〕

軟 弱 地 盤 の 基 準

	層 厚	qu($\frac{kg}{cm^2}$)	N 値
粘土または 粘性土	10 m未満	0.6 以下	4 以下
	10 m以上	1.0 以下	6 以下
砂または砂質土		ほとんど0	10 以下

これらは、いずれもN値やqu値を基準としているが、やはり実用的な面ではこれらが便利であることを示しているのである。国鉄の方は、土層の層厚をも問題としているので、その意味では地盤全体としての評価に一步進んだものといえよう。更に進んで考えると、後述するように、土層の配列も一つの要素として考察しなければならないという見解を著者は持っている。

上の基準は、静的な場合を主に取扱っているが、動的すなわち地震に対する基準の一例として、

日本道路協会では次のような指針を示している。

「日本道路協会：道路橋耐震設計指針によれば、耐震計算上支持力を無視する土層として、

(1) 流動化する砂質土層

現地盤面から深さ 10 m より浅いところにある飽和砂質土層は、現位置における標準貫入試験の N 値が 10 以下、均等係数が 6 以下でかつ粒径加積曲線の D_{20} が 0.04～0.5 mm の区間にあるときに流動化するものとし、耐震計算上支持力を無視する土層として扱う。

なお D_{20} が上記の区間以外でも 0.004～1.2 mm の間にあるものは流動化の可能性があるため注意を要する。ここでの深さ、N 値および流動化の判定は既往の資料などを参考にして決めるのがよい。

またとくに検討を加えた場合にはこの条項によらなくともよい。

(2) 粘性土層およびシルト質土層

現地盤面から深さ 3 m 以内にある粘性土層およびシルト質土層で一軸圧縮試験または現位置試験より推定される圧縮強度が $0.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 以下のごく軟弱な土層の支持力は耐震計算上無視する。」

これらにおいて地下水の関与を重要視していることを見落してはならないと考える。

また、地震時には重量はあっても強さを無視するという考え方であるので、概念的には上のような地盤は地震時における軟弱地盤を指しているものとみ得るのである。すなわち、軟弱地盤の判定には動的問題を考慮に入れるかどうかによってもまた、若干の差異が生じるのである。

以上を通じて定量的かつ明確な区別は極めて困難であることが判るが、目安としてはほぼ、N 値や一軸圧縮強さを一応の判断の手段として、それらの極めて小さい土質、さらに動的には液状化現象などで弱化した易い粒度のものを軟弱な土層と考えることが出来、さらにその土層が基礎地盤として不都合な機能を果すような存在の場合、地盤全体として「軟弱地盤」と称している場合が多いようである。

土質力学・基礎工学的な考え方と違った視点、例えば地球物理学・地震学でいう地震基盤の概念では、かなり深くまで、例えば第三紀層のような一般にかなり固結が進んだ地層をも軟弱地盤の取り扱いをする場合もある。しかしながら、本論文ではこのような後者の視点でなく、一般に構造物基礎が置かれたり、掘削などが行われる建設工事との最も触れ合いの多いもの、すなわち建設工事を対象として、前述のような機能上の不都合なもの、したがって通常は数 10 m 以内の土層に焦点を置いて考察するものである。

このように構造物基礎としての地盤を対象とする場合、定性的に言えばその荷重によって破壊に至ったり、あるいは有害な沈下を生じるような地盤は不都合なものであり、結果的に軟弱地盤で

あると考えるのである。土質力学的特性を強調すれば、圧縮性が大きく、せん断強さの小さい、また動的には液状化の生じ易い土層を含み、これの機能が構造物に影響する条件の地盤を指すのである。^{2) 3)}

以上のような軟弱地盤を、構造物の基礎地盤として要求に応ずる状態に変えることを一般に地盤改良と呼び、その手段を地盤改良工法と呼んでいるのである。

1・3 地盤改良工法の概史

人類の歴史において、例えば土を「締固め」という手段により、不安定な状態から強さを増し安定なものにするという行為は、かなり古くから行われていたようで、石のローラーなどの遺物も発見されている。⁴⁾ローマ帝国の軍用道路などにも締固めで出来た路盤が使われているのである。道路の他に土のダム建設にも締固め工法は採られており、欧州で19世紀末に100匹以上の牛・山羊・羊が動員された話もあり、これらが後のシープフートローラーの着想に継って行くのである。その後平滑胴のローラーがマカダム舗装の採用とともに開発され、現代になってこれに振動が加えられるのである。締固め工法を工学の研究対象として取り上げ、共通の体系で論じ始めたのは、1933年頃プロクター(Proctor)に始まるといわれている。⁵⁾すなわち、最適含水比の着想、各土質による締固め法が規定され、自動車の激増、世界大戦の軍事的要望とともにこの分野は大いに発展したのである。

欧米での産業革命は大規模な工場建設・都市建築や公共輸送機関の建設などの飛躍をみたが、ここにおいて施工中の周辺地盤の改良、特に既設構造物の防護対策として注入工法が活躍している。⁶⁾注入工法が本格的に用いられたのは1800年代初頭といわれ、その頃はポルトランドセメント・モルタルと同時に火山灰を加えて用いられた。1920～1930年のダム工事の多い時代にこの工法は大いに活用発展されたようである。

圧密現象の定量的解明は1920年代にテルツァギによってなされ、以来多くの人々によってこの面の理論は強化発展させられ、さらにバロン(Barron)らによって放射流の場合の圧密理論が打ち立てられ、鉛直ドレーンの計算根拠となった。ペーバードレーンの方法・材料についてはスウェーデン国立地質研究所のチェルマン(Kjellman)が研究開発し、1948年発表している。⁷⁾

1930年代にドレーン体として砂を使ったサンドドレーン工法は米国を中心にハイウェイ建設に大量に用いられた。

一方、日本の古建築でも柱の礎石の下を割栗石と称する大礫を入れて締め固め、地耐力を増すことは既に奈良時代のものに見られ、その外溜池の土のダムにおいては、足で踏んだり蛸(たこ)という太い丸木棒で締め固めている。⁸⁾

日本書紀にも「応神7年(276年)韓人が池を掘り因て韓人池と号す」とあり、築土搗固めを

行ったと記している。⁹⁾また石灰を使う一種の固結剤による地盤改良は三和土とか「しっくい」として古くから使ったようである。¹⁰⁾築城における石垣工を見ると、その裏込・基礎には高度の技術が見られ、粒度調整・締固め・排水など考慮して行い極めて安定した状態で構築されたものが多く、軟弱地盤では栗の木の丸太を打ったり横木を組んで補強したりしている。

明治以後の我が国の土木技術は欧米より受入れたものが多く、注入工法なども導入されて一部に使われていたが、広い地盤全体を安定させるには埋立後何10年間も放置して自然に圧密を進行させるというやり方であった。しかし稀には、1930年尼崎港防波堤基礎に「砂柱」が計画されたり、¹¹⁾1931年日光川橋梁基礎に径2.5インチの井列で揚水し軟弱地盤を改良させた例も記録されている。¹²⁾

第2次大戦後、欧米との交流も激しくなり諸工法の実施が急増した。まずサンドドレーン工法は1952年から使われ始め、¹³⁾¹⁴⁾以来港湾・盛土・建築基礎などに大規模に実施されて来た。

ペーバードレーン工法は、初期にはスウェーデンの技術によっていたが、最近はプラスチック材など独自のものが開発されて来ている。

ウエルポイント工法は、1953年から始められ、掘削工事の排水用として使われて来たが、その後地盤改良のためにもかなり多く使われるに至った。

注入工法はセメント・ベントナイトが多く用いられていたが、やがて水ガラス系が多くなり、その後高分子剤によるものも出現して来た。

パイプロテション工法はドイツで開発され、米国でも多く使われて来たが、我が国では1954年頃から使われ始めた。似た工法として締固め砂杭、いわゆるコンポーザーやサンドコンパクション工法は前者より多く使われ、1955年頃から本格的に始まり、最近では港湾工事の強制置換工法としてもかなり多く使われるようになった。

我が国での地盤改良の圧倒的多くは、臨海工業地帯ならびに道路・鉄道・堤防など盛土工事に使われた。

都市地下工事では排水工としてのウエルポイント工法の外は、周辺や地盤対策としての注入工法、土留工安定のための石灰工法などに使われて来たが、量的には前者より少ない。建築物基礎に用いた例としては、大阪の毎日ホール南館の電気浸透工法によるもの、サンドドレーン工法によったものとしては、名古屋の国際展示場、大阪の府北部中央市場などがある。

我が国の場合、地盤改良工事の実施量は、この10数年間に飛躍的増大を遂げたのは極めて特異な情勢であったといえる。

1・4 地盤改良工法の分類

分類の方法については種々の観点によって異なるものであり、さらに工法の原理や使い方も確然としない種類のものもある。

土質安定工法便覧¹⁵⁾の例をとると、分類の観点が次のように色々あることを示している。

すなわち、改良の動機による分類、改良の目的による分類、改良の内容を時間的にみた分類、在来地盤の取り扱い方による分類、地盤の性質による分類、改良の質的内容による分類、工法の科学的分野による分類などを示している。

いずれも確然と分け難いが、ここでは工法の原理的な観点から次のような分類を行うものとする。

まず大別して次の3群に分ける。

(1) 土の改良 (2) 土の置換 (3) 土の補強

この中、(1)が本来の地盤改良や土質安定と呼ばれる正統的なものである。(2)と(3)は広義に解釈してここに入れたものであり、(2)の土の置換は、軟弱な部分を掘削によって除去し、そこへ良質土を入れ込むような類の工法を指す。(3)の補強は地盤内に形鋼や鉄筋など、引張やせん断に強い材料を入れ地盤全体を強くしようとする工法であり、著者も石油タンク基礎に用いた経験を持っている。¹⁶⁾

土の改良を更に2系統に分類して、密度増大と固結に分けることができる。前者は、土の間隙量を小さくしていくことにより安定させようとするものであり、後者は土粒子間に固結力を導入して強くしてゆこうとする工法である。

さらに、密度増大の手段によって、これを脱水と締固めに分類することが出来る。前者は、主として高含水の粘性土に目標を置いた工法群であり、後者は主としてゆるい砂礫質土に目標を置いた工法群である。

さらに、これらの工法群の用いられる改良目的と、それぞれの土質・地盤との適合性などを一覧表にしたのが、表1・3である。

表1.3 地盤改良工法一覽表

原 理	手 技	工 法	改 良 目 的				適 応 土 質	特 に 適 合 す る 地 盤 の 型	特 に 適 合 し な い 土 質 ・ 地 盤
			断 裂 性 (変形 促進 係数 増大)	圧 縮 性 (非 弾性 促進 係数 増大)	透 水 性 (不 透性 促進 係数 増大)	動的 特性 (振 動性 促進 係数 増大)			
I の 改 良	a. 脱 密	バーチカル・ ドレーン工法	△	△	△	△	粘性土	砂シーム型	泥 炭
		サンド・ドレーン 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	① 密 度 増 大	ブロッキング・ドレーン 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	b. 固 固 め	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	c. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	d. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
II の 改 良	e. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	f. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	g. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	h. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	i. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
III の 改 良	j. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	k. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	l. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	m. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
	n. 同 結 固 固 結	ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭
		ウェルポイント 工法	△	△	△	△	砂質土	砂シーム型	泥 炭

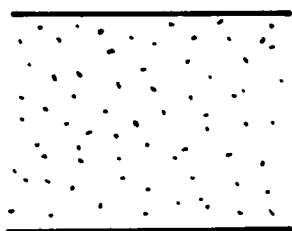
主な目的、促進目的

1・5 地盤の型と地盤改良¹⁷⁾

ある工法がその地盤に適合しているかどうかの問題について、従来の考え方は単に土質という表現、例えば砂質土地盤とか粘土地盤に対してどうかというように論じて来た。これは地盤を均一なもの、あるいは単一土層を前提としての考え方である。本文でも強調するように、堆積構造の変化の激しい地盤においてはこのような表現では律せられないのである。

地盤の取り扱い、土層配列、土性の変化形態、地下水の態様など極めて多角的な総合体としてとらえるべきであるというのが著者の見解である。これらを総称して「地盤の相」という観点から諸現象を考察してみることにした。

表1・3で示した地盤の型の意味は、その中の土層配列のパターン別に、それと各工法との適合性を経験的に示したものである。それらの型の諸例を図1・1に示した。



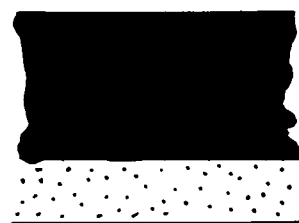
(a) 砂の均一型



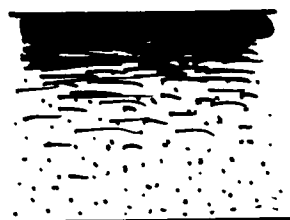
(b) 粘土の均一型



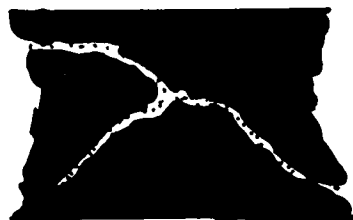
(c) 砂のシーム・パイプ



(d) 2層型(急変型)



(e) 砂の漸増型



(f) 脈状型

図1・1 地盤の型の諸例

1・6 本研究の位置付け

本研究では、これら地盤改良諸工法の中、著者が最も多くたずさわった脱水系工法について考察したものである。この工法は第2章で述べるように、日本の軟弱地盤の大部分が、臨海部の急速な施工でできた埋立地を含む新しい沖積層であり、それらはいずれも非常に大きい含水量を持つ土層から出来ており、さらに我が国の地形・気象条件から、地下水位の高いこと、また変化の極めて激しい地盤という条件は、この系統の工法が活用される素因でもあることを論述している。

次いで、脱水系工法全般の原理とその種類について考察を加えた。その結果、代表的なものとして、強制脱水手段である水位低下工法、また脱水加速手段である鉛直ドレーン工法の両者を挙げ得ることを指摘した。第3章、第4章では、この両工法の原理・手段さらに、これを実施する場合の調査・設計・施工および効果点検法などについて既往の方法を批判し、著者の見解・方法について述べた。これらを通じて、常に地盤を全体像として総合的にとらえる必要性を強調した。第5章は、これらに基づき両工法を適用した実施例を通じ同様のことを考察研究した。第6章はこれら全体の考察研究をまとめて結論としたものである。

参 考 文 献

- 1) 小野薫ら訳：「テルツァギ・ベック土質力学，応用編」，丸善，1955，P-266.
- 2) 中堀和英編著：「軟弱地盤の調査・設計から施工まで」，土質工学会，1978，P-1.
- 3) 稲田倍穂：「軟弱地盤の調査から設計・施工まで」，鹿島出版会，1970，P-3.
- 4) 中堀和英：地盤改良，日本建築学会地下工法講習会テキスト，1976，P-89.
- 5) 久野悟郎：「土の締固め」，技報堂，1963，P-1.
- 6) 樋口芳朗訳：「イエーデ・注入工法」，技報堂，1960，P-128.
- 7) 網干寿夫：バーチカルドレーン工法による軟弱地盤の改良について，土と基礎，Vol. 20，No. 8，1972，P-5.
- 8) 中堀和英：地盤改良，建築もののはじめ考，大阪建設業協会，1973，P-484.
- 9) 土木学会編：「明治以前土木史」，1973，P-1719.
- 10) 松尾新一郎編：「土質安定工法便覧」，日刊工業新聞社，1972，P-215.
- 11) 土木学会編：「日本土木史（大正元年～昭和15年）」，1965，P-348.
- 12) 橘内徳治：23年前のウェルポイントによる軟弱地盤安定工法，土と基礎，Vol. 3，No. 8，1955，P-31.
- 13) 石井靖丸：「軟弱地盤工法」，技報堂，1959，P-66.
- 14) 青柳晴一ら：金浦道路におけるサンドパイル工法について，土と基礎，Vol. 1，No. 1，1953，P-17.
- 15) 文献10)のP-5
- 16) 中堀和英，川本眺万：鉄筋格子組みを入れた貯水タンク基礎の力学的性状について，土と基礎，Vol. 14，No. 9，1966，PP-11～17.
- 17) 中堀和英：地盤の相と地盤改良工法，土質工学会第12回研究発表会，1977，PP-1233～1236.

第 2 章 脱水による地盤改良工法の考察

2・1 緒 言

前章でも述べたように、軟弱地盤を脱水によって安定させるという経験的な行為は古くから行われて来た。例えば湿地帯のような地盤でも開水路を設けて排水し、使い易い農業用地にして来たことなどである。

また、脱水法が最近の地盤改良諸工法の中でも重要な地位を占めることは、分類表において示した通りである。

本章では、我が国の軟弱地盤が脱水法に適している場合の多いこと、その種々の使い方、原理、その分類についての著者の見解を示す。

2・2 我が国の軟弱地盤と脱水系工法

我が国の軟弱地盤をその地史・地形・気象条件との関係から考察する。

最も新しい地質時代に属する沖積層は軟弱地盤の典型であるが、その形成には図2・1に示すような海水面の変動と密接な関係が存在する^{1) 2)}。すなわち、洪積世のウィルム氷期の最盛期には、海水面は現在より約100 m以上も低かったが、氷期の衰退と共に次第に上昇して来た。ここで現在の地球表面に似た温暖な状態になった約1万年以内を沖積世としているのである。このような海水面の変動は海岸付近における堆積条件に著しい変化を与えて来た。すなわち、それらに注ぐ河川の河床勾配の大きい変動によって、運搬・堆積される土の粒度に激しい差異をもたらしたのである。洪積世には10~20 cmφの大礫すらも運ぶことのできた河川も、沖積世では粘土やシルトのような細粒土を主体となすに至っている。

これらの関係を大阪市の地盤によって考察する。図2・2に示すように、西大阪一带の約20~40 mには洪積砂礫として天満礫層と呼ばれる土層が分布している。この層は20 cmφの大礫も見られ、構造物支持層としてもよく利用され、また非常に大きい透水性をもつ土層でもある。これらは大阪湾の海水面の上昇とともに次第に粒度の細い土に遷移し、梅田層と呼ばれる厚い沖積粘土に覆れるに至るのである。この層は極めて含水量が大きく、圧縮性も高く、天満礫層と対照的な土性をもつ

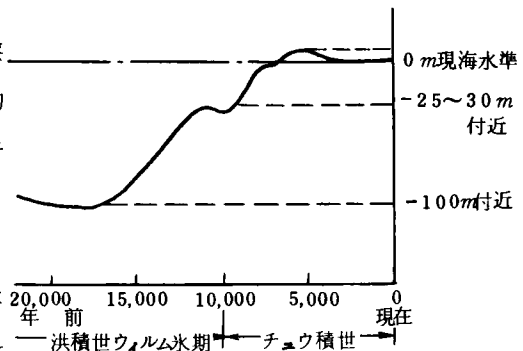


図2・1 洪積世末～沖積世における海水面変動概念図³⁾

土層であり、かつて地盤沈下の主役となったものである。

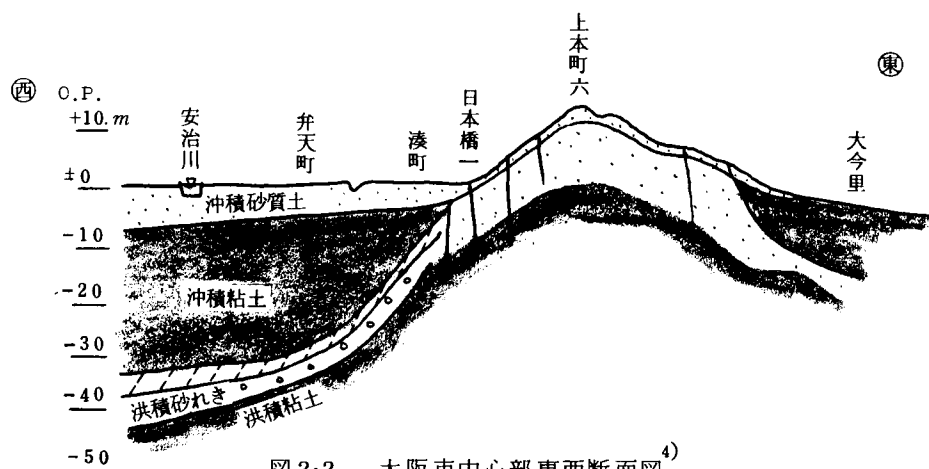


図 2・2 大阪市中心部東西断面図⁴⁾

さらに、約 5000～6000 年前頃、現在海面よりわずかに高い時期があり、この頃海岸線は河内付近まで進入し、縄文海進と呼ばれている。¹⁾これらは後にも示すが、梅田粘土層のその時の堆積環境に微妙な影響を与えている。西大阪が厚く沖積層に覆われているのと対照的な地盤は、大阪城や上本町・天王寺に続く上町台地であり、上町層と呼ばれる典型的な洪積世の段丘地で、安定した砂礫・固い粘土層で形成され、地盤沈下の量も著しく少なかった地盤である。

以上のような沖積層の形成は大阪に限らず、東京湾・瀬戸内海・伊勢湾など我が国の海岸線の多くでよく似た軟弱地盤となって堆積している。

海岸の沖積平野の他に、洪積世の谷筋であった所に、新しい沖積層が堆積したいわゆるおぼれ谷や、内陸部の沼沢地のような所にも軟弱地盤が形成されている。このような場合、有機物の混入が地盤の軟弱さをよりいっそう増加させている。

この他、粘性土層に限らず、新潟などの河口部にできた新しい砂層や、鳥取の砂丘なども砂質土としての軟弱地盤に属するものと考える。

一般に沖積層は粒度の面では礫が少く細粒土に偏している場合が多く、地形的には低地になるので、地下水に浸されている条件のものが多い。また堆積後非常に時間が短いので固結は進んでおらず、低い密度であるのが特徴である。

さらにまた、最近における臨海工業地などの埋立造成地はいわば人工的な最新の沖積地盤であるが、これらはより以上に固結の進む時間は少なく不安定なものである。そして自然の沖積層の上に埋立ることが多いので、併せてよりいっそう不安定な軟弱地盤の見本のような存在となっているのである。

地形の面から考察すると、我が国は島国でありその地形が急しゅんなものとなるのは当然であ

る。従って、沖積平野といえども大陸のそれに比べて著しく規模の小さいものである。これらを貫流する河川の河床平均勾配は大陸のものに比べて非常に急勾配で、堆積環境の変動を受け易い条件を持っている。上に述べた埋立地もポンプ吹込みという送水造成法によるため、この場合も変化の多い人工堆積条件で形成されることになる。

気象条件の特徴としては、我が国は多雨域に属し、また一回の降雨も極めて強いものである。欧米主要都市の年間降雨量が数100mmであるに対し、我が国の多くの地域は数倍もしくは10倍の降雨量をもっている。これらのことは、当然堆積層に激しい変化を与えることになる。すなわち、我が国の沖積層は降雨の激しさからも大へん層相変化の富んだ堆積層となっていることが指摘出来よう。

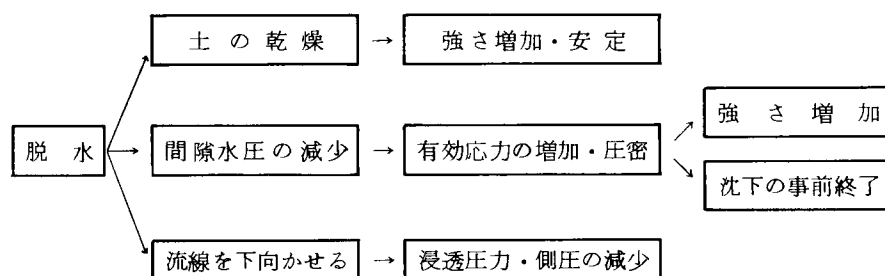
以上の諸条件を併せて、我が国の軟弱地盤の特徴として、未固結・低密度という一般通性の他に、含水量の大きいこと・地下水位の高いこと、すなわち水が大きく関与していることを強調し得る。さらに、人工・自然とも極めて非均質なもので、均一体を前提とした取り扱いの実態に沿わないものと著者は考える。すなわち、地盤を4次元的に複雑に変化するものとする見解である。

以上を地盤の相として表現するならば、層相変化激しく、高含水の粘性土+砂層もしくはそれらの互層という型が多いのである。以上を併せ勘案するとき、脱水系工法が有用な場合の多い素因を備えていると考え得る。

2・3 脱水系工法の原理

脱水系工法の原理とその使用する目標を概略的に分類すると、表2・1のようになると著者は考⁵⁾える。

表2・1 脱水系工法の原理と目標



まず、乾燥の効果であるが、土の含水量が減少し不飽和状態に達すると、土粒子の接触点で毛细管現象が作用し、見掛けの大きい圧縮力を加えることとなる。粘土のような粒子の小さい土では土塊に対し数10%もの大きい圧縮力を加えたことになり、強さを増加する要因となるのである。^{6) 7)}

飽和した土がその含水量を少なくすると、強さを増して行くことは多くの研究で示されており図2・3～2・5などはその例である。

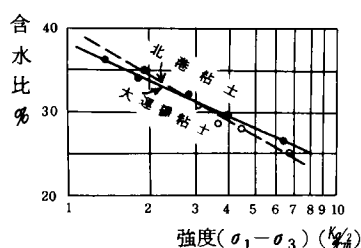


図2・3 大運橋粘土および北港粘土の含水比と強度の関係⁸⁾

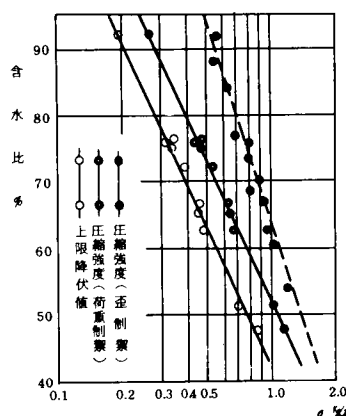


図2・4 含水比～強度関係⁹⁾

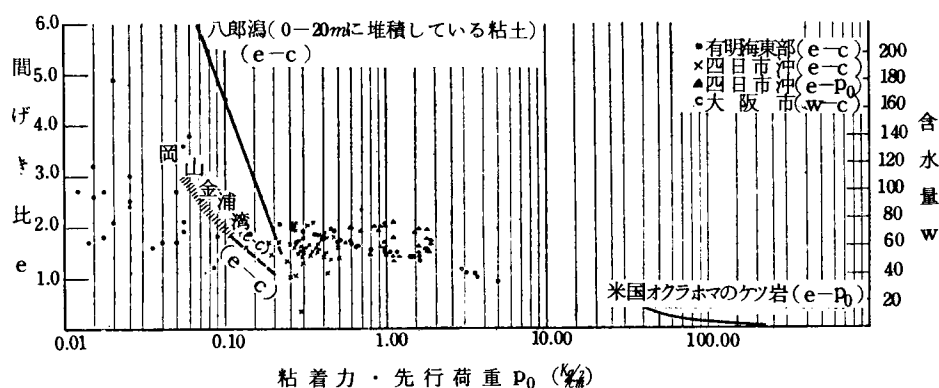


図2・5 粘土の間げき比(含水量)と強さとの関係¹⁰⁾

これらの例に見るように、粘性土の強さは含水量と極めて深い関連のあることが知られるのである。

次に間隙水圧の減少については、テルツァーギらが以下のように説明している。

すなわち、地盤中の全応力 σ と、有効応力 \bar{p} 、間隙水圧 u との関係は次式で示し得る。

$$\sigma = \bar{p} + u \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

移項すると、

$$\bar{p} = \sigma - u \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

これらの式の意味するものは、全応力 σ が変化しないで、間隙水圧 u を低下させれば有効応力 \bar{p} が増加することを示している。この原理の皮肉な実証として、大阪・尼崎などでの地下水過剰揚水による地盤沈下の例を挙げることが出来る。

図2.6にそれらの関係を示した。厳密には水位低下によって透水層の間隙水は不飽和となり全応力も減るのであるが、かなりの間隙水が土粒子に付着して存在し、減少は微小な場合が多いので、実用的には全応力一定と見なして良い場合が多い。このような原理によって有効応力の増大をはかり、圧密の条件を形成することが出来るのである。上の式も示すように、 u の減少の大きい程、すなわち水位低下の多い程、圧密効果は大きいのである。

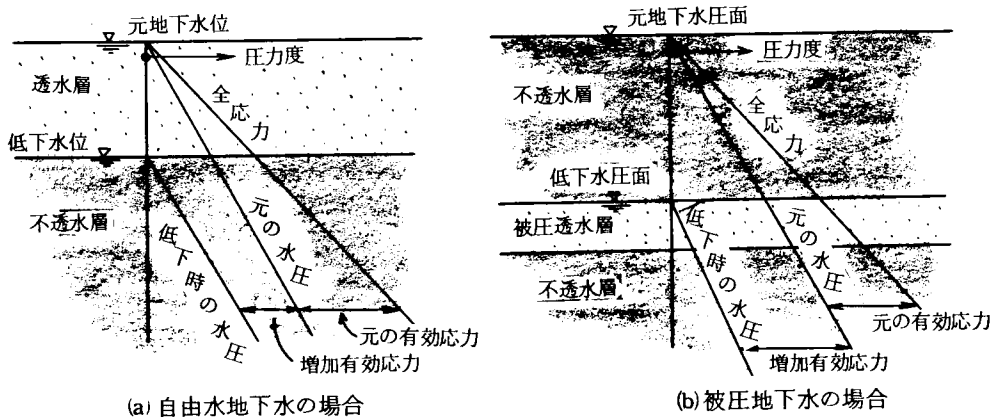
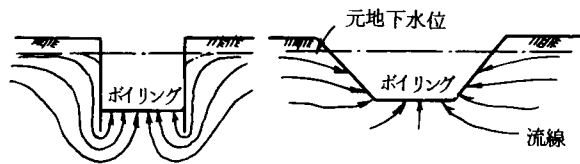


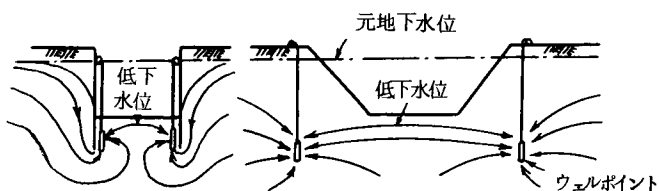
図2.6 水位低下による有効応力増加の説明

その次の流線を下向させる効果は、図2.7にも示すように、掘削工事の底面の安定に使われる場合を指している。図の(a)のように水位低下工なしに掘削を行うと、当然底面への上向きの流線が形成され、この部の土粒子は上向きの浸透圧力を受け、一般にボイリングやクィックサンド現象などと呼ばれる状態を引き起すのである。これに対し(b)のように水位低下を行っておけば、掘削底面に向う流線は無く、上のような危険な現象は生じないのである。さらに掘削底面附近の土は逆に下向きの浸透圧力を受け、これによって一種の水締め効果を受け、安定化し改良すらされるのである。

トンネルの切羽の安定や、地すべり地の水位低下による安定も同様な原理であると考えられる。



(a) 水位低下なし



(b) 水位低下あり

図2・7 水位低下による流線の下向化

2・4 強制脱水としての水位低下工法

脱水による地盤改良の原理は以上の通りであるが、具体的にこれを実施する手段については次に述べるようなものがある。まず、これを自然的な手段か、強制的なものかについて大別して示した。丁度、建築の換気対策における自然換気か強制かというのと同様である。前者は、機械的な装置を使わないで自然に土中の水が脱水するのを待つに対し、後者はポンプを主力とした揚水装置を用いるのである。図2・8のようなものは自然脱水の例である。この他、城の石垣の裏込材料などもその例に入れることが出来る。これに対し、ウェルポイント工法や深井戸工法は、強制脱水の典型であるといえる。

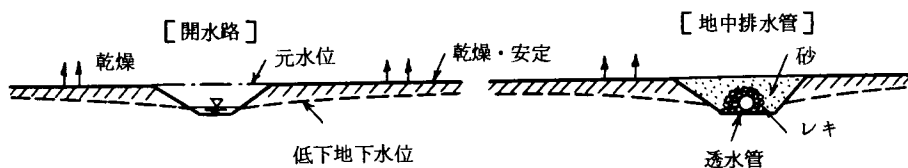


図 2.8 排水路による表層の安定

これらを分類して示すと、表 2.2 のようである。

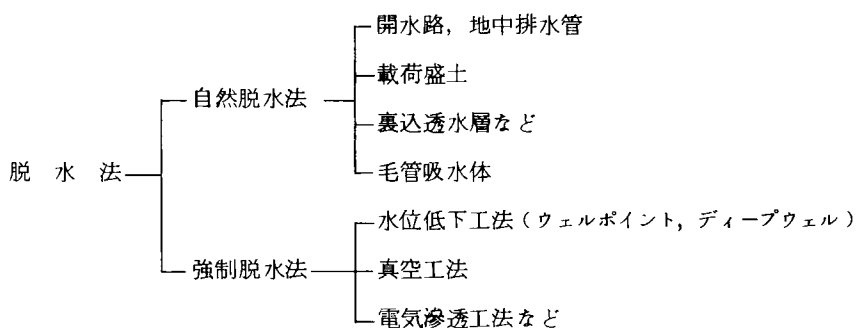


表 2.2 脱 水 法 の 分 類

強制脱水工法には、いずれも機械の回転力や、さらに電気エネルギーを加えるなど、人為的・機械的手段を用いるものを総括してここに入れた。

すなわち、ウェルポイントやディープウェル工法は、揚水ポンプや真空ポンプを用いるもので、これらの回転で地下水を揚水し、水位を低下させるものである。

真空工法は専ら真空ポンプのみで粘性土を脱水・圧密させようとするもので、2.2 式で示すならば u の値を負にすること、従って p の著しい増大をねらった工法といえることができる。

電気滲透工法は、粘土内に⊕極と⊖極の棒を差し込み、直流電流によって粘性土内の間隙水圧に電気勾配を与え、水の移動を促進して⊖極に吸い寄せようとする工法である。通常⊖極は細い井戸やウェルポイントと同様のものが使われ揚水を行うのである。

水位低下工法・真空工法・電気滲透工法がどのような地盤の型に適合しているかは、表 1.3 にも示したが以下のようである。

【工 法】

【適合する地盤の型】

水位低下工法	—————	下部に透水層を持つ粘性土地盤，多層型地盤
真空工法	—————	粘性土の均一型
電気渗透工法	—————	同 上

我が国の沖積層や埋土地盤には下部に透水層を持つ粘性土の型や多層型が多く，水位低下工法に適合することが多い。工費など経済的な理由もあって三者の中でも最も多く使われて来たのは強制脱水手段としての水位低下工法である。

2・5 脱水加速としての鉛直ドレーン工法

上述のような脱水法において，透水層の脱水・水位低下は比較的早く行われるのであるが，粘性土は長い時間を費すのが通例である。また圧密の速度は図2・9にも示すような排水距離の2乗に反比例するので，これを小さくする程圧密を加速することが出来るのである。この原理に着目して，粘性土がある程度の厚さを持っているときは，その中へ透水材（ドレーン）を入れ込むことが考案された。これらを総称して鉛直ドレーン（Vertical Drain）と呼ぶのである。その材料は，砂やペーパーが多く用いられて来ており，サンドドレーンとかペーパードレーンと呼ばれて来た。これらはそれ自体で脱水を引き起す手段でなく，むしろ脱水を促進し，早める機能に重点が置かれているので，著者はこれらを脱水加速手段として位置づけたのである。

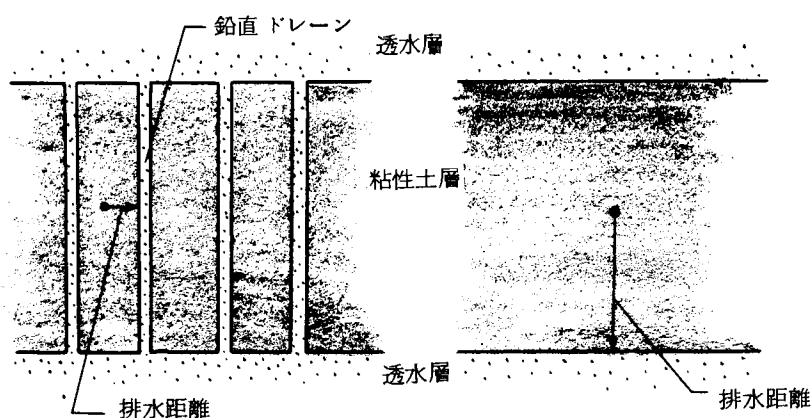


図2・9 鉛直ドレーンの説明

脱水加速手段をまとめて分類すると表2・3 のようである。

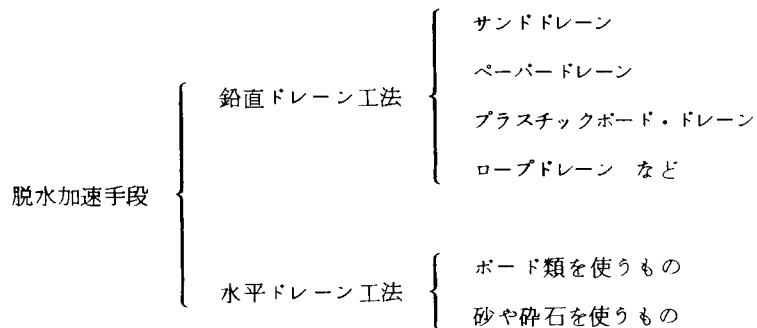


表2・3 脱水加速手段の分類

ここで水平ドレーンとは、干拓堤防に軟い粘性土を用いる場合、ボードをサンドイッチ状に挟み脱水を早めるような工法である。砂を使う場合は、例えば宅地造成の高盛土などにおいて、数 m ごとに砂層をやはりサンドイッチ状に挟むやり方を指しているのである。

サンドドレーン工の場合、単にドレーンとしての効果の他に、それ自体の支持性や、せん断強さを期待することもあるが、ここではこの機能の考察は省略し、専ら脱水加速の面のみを究明するものである。

以上のように、脱水加速手段の典型的なものとしては、鉛直ドレーン工法を挙げることができるのである。

2・6 結 語

以上の脱水系工法の原理とその分類により、強制脱水手段としては水位低下工法、脱水加速手段としては鉛直ドレーン工法が普遍的かつ代表的であることを示した。次章以下ではこの両工法について考察研究する。

参 考 文 献

- 1) 中堀和英, 池森桂祐, 諏訪靖二, 木山正明, 中川要之介: 大阪港における沖積粘土層の土性と堆積環境, 土質工学会第 13 回研究発表会, 1978, PP-21~24.
- 2) 前田保夫: 大阪湾 3 万年の自然史, Nature Study, Vol.18, No.2, 1972, PP-2~6.
- 3) 土質工学会編: 「軟弱地盤の調査・設計・施工法」, 1966, P-3.
- 4) 土質工学会他編: 「大阪地盤図」, コロナ社, 1966.
- 5) 中堀和英編著: 「地盤改良の調査・設計から施工まで」, 土質工学会, 1978, P-125.
- 6) 最上武雄: 「土質力学」, 岩波書店, 1951, P-50.
- 7) 福田護: 浸水に伴う土のせん断抵抗の低下について, 土質工学会第 13 回研究発表会, 1978, PP-449~452.
- 8) 赤井浩一: 基礎地盤の圧密度と強度増加の関係, 土木学会論文集, No.60, 1959, P-49.
- 9) 村山朔郎, 柴田徹: 粘土のレーオロジー的特性について, 土木学会論文集, No.40, 1956, P-20.
- 10) 三木五三郎: 地盤改良工法, 土木学会誌, Vol.46, No.4, 1961, P-41.

第 3 章 水位低下工法についての研究

3・1 緒 言

水位低下工法の歴史については、松尾らは次のように記している¹⁾。要約であるが、「建設工事に本格的に採用された記録の中、最も古いものは、1838年のロンドン・バーミンガム鉄道のキルスビー(Kilsby)トンネルであるといわれている。いくつかのたて坑で1,800 gpmの地下水をポンプアップして地下水位を低下させている。1896年にはドイツのベルリンで地下鉄工事のため深井戸を併用したウェルポイント工法を用いて水位低下を実施している。1925~1930年頃にかけて深井戸工法が広く普及し積極的に用いられた。

アメリカでは1900年シカゴにおいて最初のウェルポイント工法が採用された。当時のウェルポイント工法は現在のものよりはるかに効率が悪く蒸気ポンプなどを用いた小規模のものであった。ウェルポイントの設計、揚水施設などの改良が加えられたのはやっと1924年以後であり、その後急速な勢いでアメリカ全土に広まって行った。

深井戸工法については、アメリカでは1930年以後になってウェルポイントとの併用あるいは単独で用いられるようになった。」

我が国でも、非常に特殊な工事、例えば佐渡の金山の掘削などには、封建時代から、木製手廻式の一種のバーチカル型ポンプが使われていたことが、同山博物館遺物が示している。しかしながら一般には地盤内で予じめ水位低下を得て置くという考え方は少なく、掘削箇所に湧いた水を汲み上げるもの、いわゆる釜場揚水の型式が多く、地下水面以下の掘削工事は一般に難工事と考えられていた。第2次大戦後の交流によって、米国の技術の導入によってウェルポイント工法が急激な普及をみ、連続土留工などが出現するまでは掘削工にとって不可欠の工法として数多く使われた。

なおここで、ウェルポイント工法と深井戸工法の違いは、後で詳しく述べるように前者はストレーナーは細く、ごく先端一般に約1 mの部分のみから吸水し、揚水管と井戸管が兼用かつ、数10本をまとめて揚水する形式のもので比較の後者より浅く、揚水量の小さい工法である。

以上を通観すると、水位低下工法は元来、掘削工事の湧水対策として使われ始め、掘削底面の安定は付随的に発生した効果と考えられて来た。しかしながら、建設工事が軟弱地盤に多く行われ始めたことや、わけても我が国の軟弱地盤の特性から目的意識的に地盤改良にも使われることが多くなったのである。

埋立地盤においては、意識的に砂層を敷いた人工透水層を設け、この工法の成立し易い条件を作ることもある。

3・2 水位低下工法の計画・設計法について

3・2・1 工法の種類

水位低下を得るには、透水層の一部において揚水を行い地下水を流動させ、この流動に必要な水頭勾配が水位低下の要因となるのである。すなわちダルシー（Darcy）の法則と呼ばれる次式がその原理を示しており、図3・1においてそれを説明する。

$$q = k \cdot \frac{dy}{dx} \cdot A \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q : \text{ある面積を通過する浸透流} \\ A : \text{通過面積} \\ k : \text{透水係数} \end{array} \right.$$

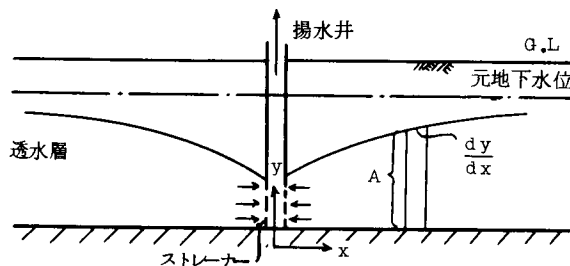


図3・1 水位低下の説明図

揚水手段として比較的小規模の揚水井を数多く間隔小さく用いるのと、反対に大規模のものを数少く間隔大きく用いる工法との両方式がある。すなわち、小型多数井と大型少数井の二つである。前者の最も代表的な工法として、ウェルポイント工法、後者としては井戸工法で通常浅いものは少ないので深井戸工法と呼ぶこととする。両工法の概要を次に示す。

(1) ウェルポイント工法（図3・2）

先端部約1 mにストレーナーを持つ。構造はメッシュ、スリットなどで、外径約60 mm前後、先端はノズルとなりボールバルブを内蔵する。揚水管約40 mm、これらは通常水のジェットでそれ自体が土を排除して設置され、その後は専ら揚水に使われる。深さは6～8 m位に置かれることが多いが、最大15 m位のこともある。間隔は1～2 mが多いが稀に0.5 m、大きいときは3 mのこと

もある。頭部はヘッダーパイプと称する150 mmφ位の管で連結，数10本のウェルポイントを集めて揚水装置へ継ぐ。揚水装置は揚水ポンプと真空ポンプの連動で揚水を行う。1本あたり揚水能力は最大80 l/min程度である。ウェルポイントの周辺にはフィルターサンドを径15 cmφ程度に形成させる。

(2) 深井戸工法 (図3・3)

井戸ケーシングは30～100 cmφのものが多く使われる。透水層に接する部分にスリットやメッシュなどの形式のストレーナーが設けられる。通常これを設置するには，ケーシングよりやや大きい削孔機例えば削井機やベント機で削孔，ケーシングを挿入後その周辺にグラベルフィルターを入れ，井内泥水を洗浄して揚水ポンプを入れる。揚水ポンプは比較的浅いときは地上に置くが，深いときは水中ポンプを用い井底近くに設置する。通常井間隔は，10～150 m程度で，1本あたり揚水量は1～2 m³/minのものが多いが5 m³/minのような大揚水量の場合もある。

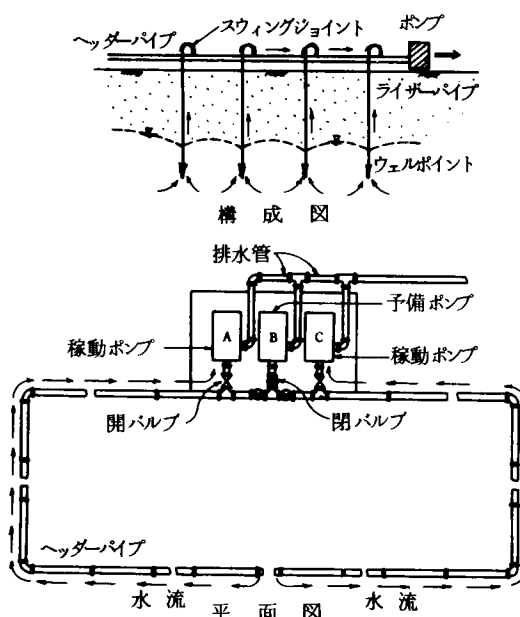


図3・2 ウェルポイント工法

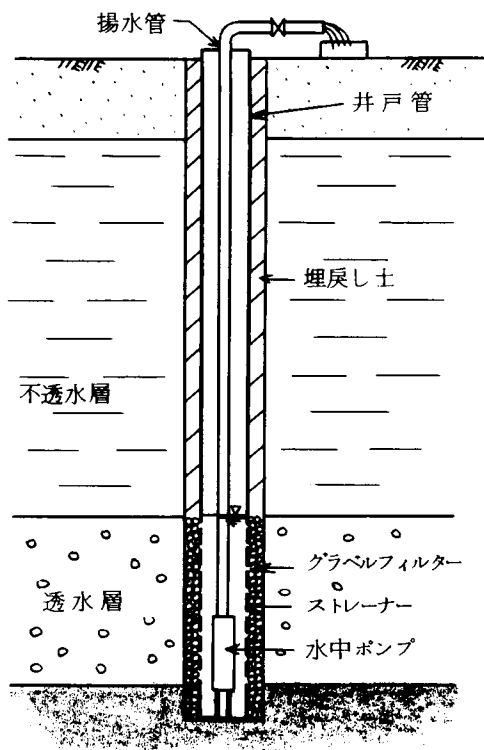


図3・3 深井戸工法

両者の特徴の相違として深さの点もあるが、1本あたり揚水量に格段の差が存在し、施工費の面では当然1本当たりでは深井戸の方がはるかに大きいのである。

3・2・2 従来選択法の問題点

よく知られている方法として図3-4のように粒径加積曲線から工法を分けたものがあり、我が国でも示されて来た。

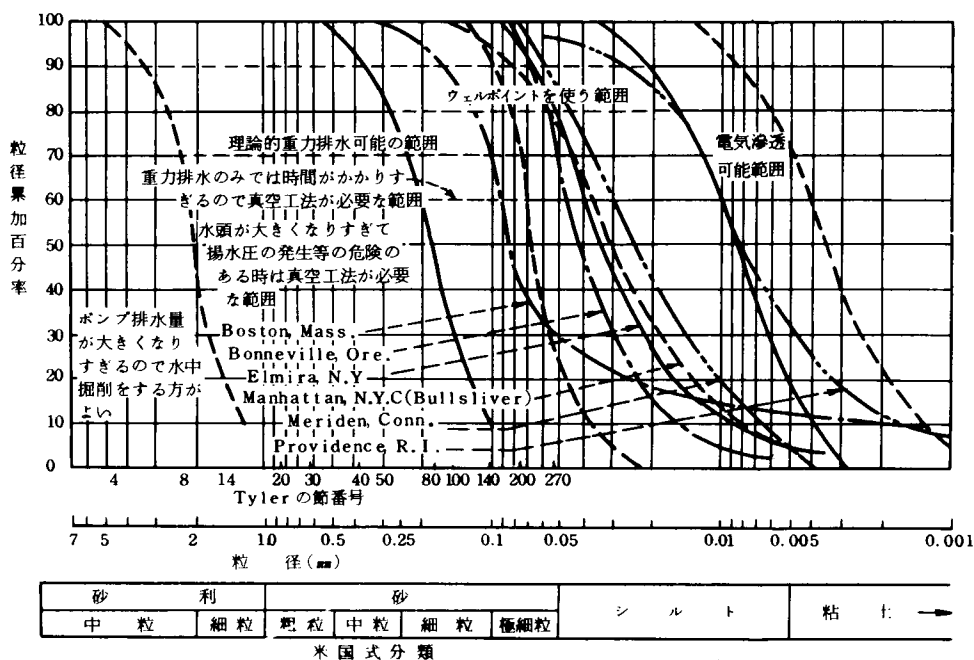


図3-4 地下水を排除する方法の適用範囲²⁾
(Moretrench社の好意による)

すなわち、

ウェルポイント工法は $\left\{ \begin{array}{l} \text{最大粒径 } 0.5 \text{ mm, 有効径 } 0.1 \text{ mm, 最小 } 0.03 \text{ mm から} \\ \text{最大粒径 } 0.035 \text{ mm, 有効径 } 0.004 \text{ mm, 最小 } 0.003 \text{ mm の間のもの} \end{array} \right.$

重力排水すなわち深井戸工法は

$\left\{ \begin{array}{l} \text{最大粒径 } 5 \text{ mm, 有効径 } 1.3 \text{ mm, 最小 } 0.7 \text{ mm から} \\ \text{最大粒径 } 0.13 \text{ mm, 有効径 } 0.035 \text{ mm, 最小 } 0.02 \text{ mm の間のものに} \end{array} \right.$
対し、それぞれ可能であると示している。

しかしながら、次のような点でこの方法は不充分である³⁾と考える。

(1) 粒径が多領域に亘る場合、どの部分を重視すべきか判断し難い。

図3-5の例のように2つ以上の領域に入ることの指すのであるが、風成の砂丘や、海浜砂層などは別として、一般に多く遭遇するのである。

(2) 透水層が数多くあったり、層相の変化の激しい場合、どの部分の粒径を問題にしてよいのか判断が極めて難しい。

図 3・6 のような傾向の地盤がその一例であり、我が国の軟弱地盤の特徴として特に多いことは前章でも述べた通りである。

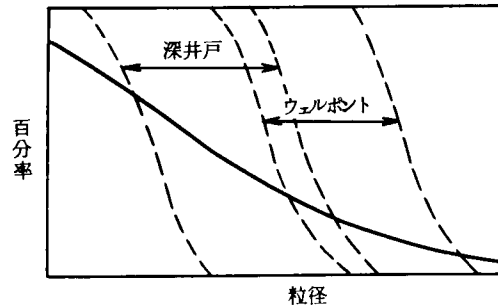


図 3・5 多領域に亘る粒径加積曲線

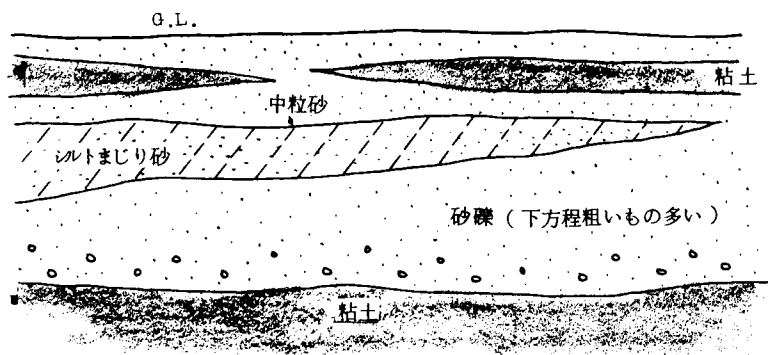


図 3・6 変化の激しい地盤の模式

(3) 粒径加積曲線と透水係数の相関は精度が良くない。

後述するように、通常行われている地盤調査の粒径加積曲線の品質からみると両者の関係は精度の悪い場合が多いのである。しかも、工法を選択で大型井か小型井かの機能上の区別は、主として井戸の収水能力、究極には透水層の透水係数に支配されるので、相関の良くないということは、粒径による区分も精度の良いものではないのである。

以上のように、粒径加積曲線から工法を選択を行うのは極めて困難であり、極めて漠然たる傾向を示しているに過ぎないと考える。

3・2・3 工法選択についての見解

水位低下諸工法のいずれの工法を採るかの選択法、そしてそれらがどのような条件の範囲まで適用可能か、またどの範囲で最も適したものかについての著者の見解を述べる。⁴⁾

著者は、この点について、(1)土層配列、(2)透水層の水理条件、(3)透水係数、(4)地下水補給源、(5)低下深さ、(6)細粒土分の含有率など総合的な地盤条件・水理条件から判断すべきことを提唱する⁹⁾。このことは、著者の関係したウェルポイントによる水位低下工法の実施例の中、地盤調査・揚水記録など比較的整った40余例を整理考察することによって得たものである(表2・1)。この中で困難度とあるのは、工法実施中、例えば揚水井の設置やり直しとか設備の追加を行ったその頻度、計算揚水量と実施との合致性などに、それぞれ、まず×○を付した。やり直し・追加多い・合致しないものが×で、その反対は○、中位が△である。各々に対し、×は1、△は0.5、○は0点を与え、水位下らないという項はウェイトを5倍にして、総合的な困難度とした。かくして困難度0~9があり、大きい程困難な条件という表現である。

(1) 土 層 配 列

地盤全体として土層の配列順序や層相変化の傾向全体を指しているのである。究極的な表現で言えば、透水係数の3次元的な分布を意味している。著者の経験によれば本工法の場合、図3・7のような型に分類するのが便利であると考える。

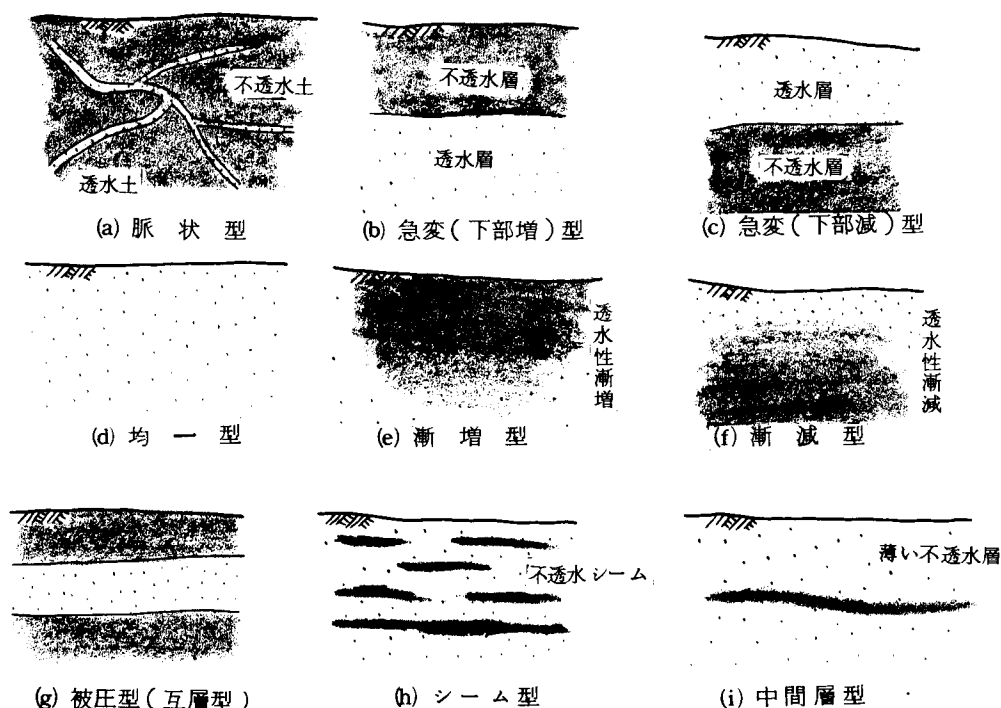


図3・7 土 層 配 列 の 型

(2) 透水層の水理条件

これは、透水層と掘削深さなどとの関係が丁度適した深さであるかどうかということである。一般に揚水井の下端附近はある限度までしか低下水位は至らず、その残りは吸水し難い部分なのであり、このため両者の相対位置が問題となるのである。

図3・8において同様な透水層があって、配列型が同じであっても深さの適否によってかなり困難度が違うのである。低下必要水位面より透水層下面が水吸収部として約2 m以上深いのが良くそれ以下は困難である。

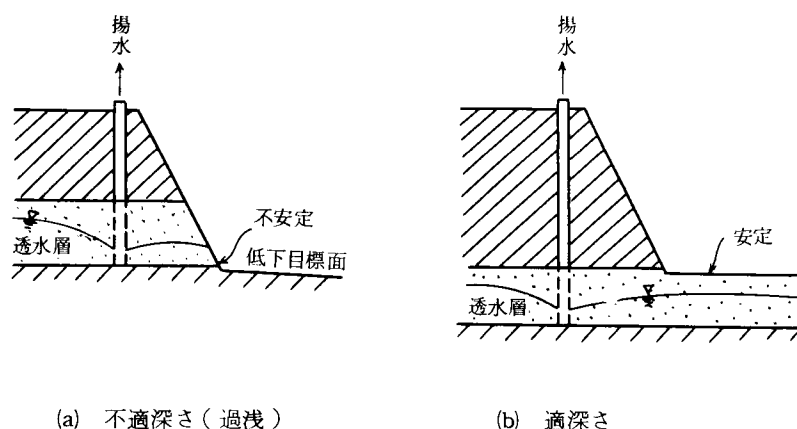


図3・8 透水層の位置の適性説明

(3) 透 水 係 数

透水係数そのものが、工法の困難度にとどのように関係するののかという問題である。

(4) 地下水補給源

水位低下工を行おうとしている透水層が海や川・池などに連結されており補給源となっているか、またその連結程度とそこまでの距離を指している。100 m以下を近い、300 m以下をやや近いとした。

(5) 低 下 深 さ

要求される水位低下量の大小を指しているのである。

(6) 細粒土分の含有率

これはシルト・粘土の含有が透水係数に変化を与えて、水位低下を困難ならしめるということよりも、経験的にこれらの含有率が高いと、ストレーナーやフィルターに目詰りを生じさせ失敗

に導く例が多いので、特にこの要素に着目したものである。

このような諸点に注目して、実施例のデータ群を整理したのが、表 3・1 である。この表の他の項について説明を行う。

「透水係数 Kozeny」と示したものは、主要透水層のボーリング調査による粒径加積曲線から次のようなコゼニ（Kozeny）の方法で透水係数 k を求めたものである。^{5) 6)}

すなわち、

$$k = c \times \frac{n^3}{(1-n)^2} \times d^2 \dots\dots\dots (3 \cdot 2)$$

$$\text{ここで、} \frac{1}{d} = \sum \frac{\Delta}{d_{12}} \quad , \quad d_{12} = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{d_1} + \frac{2}{d_1 + d_2} + \frac{1}{d_2} \right)$$

（ Δ は d_1 , d_2 間の粒径のものの全体に占める率、 n は間隙率）

c は係数で、角の鋭い金剛砂で 75、石英砂で 180、ガラス球 400、

ここでは 180 にとって計算した。

「透水係数 Hazen」と示したものは、同様にヘズン（Hazen）の方法で k 値を求めたものである。

すなわち、

$$k = c \times (d_{10})^2 \dots\dots\dots (3 \cdot 3)$$

d_{10} は有効径、 c は極めてゆるいもの 150、中間 110、締ったもの 70 とした。

「透水係数・実施結果」とは、水位低下工法実施中の揚水量、低下水位の観測結果により、後述のような平衡式を用いて逆に透水係数 k 値を算出したものである。水位低下工事自体を一つの大型揚水試験として扱ったとも考え得る。この際のデータは、揚水開始後、数日または数 10 日後低下水位は定常状態に落ち着いたので、そのときの諸数値を使った。

表3.1 ウェルポイント実施記録一覧

No	ヘッダー長 (m)		ウェルポイント (本)		真空ポンプ (台)		揚水ポンプ (台)		ライザ 長さ (m)		全揚水量 m ³ /min		1本揚水量 ℓ/min		透水係数 Kozeny式 m/min		透水係数 Hazen式 m/min		透水係数 実施結果 m/min		実施 Koz Haz		低下深さ (m)	ピット 数	地質	地下水補給源	水理条件	土層の配列	シートの 粘土含有率 (%)	揚水の型	真空度 (cm Hg)	押し揚程 (m)	困難度 シートの追加と下の追加の台	構造物対象			
	初	終	初	終	初	終	初	終	初	終	初	終	初	終	初	終	初	終	初	終	初	終															
1	390	380	260	260	4	4	4	4	4	7	7	0.6	0.6	5.5	2.3	上24×10 ⁻³ 下3×10 ⁻³	91×10 ⁻³ 86×10 ⁻³	52×10 ⁻³	22	0.57	7	1.5	1	チュウ積平野	や近い	過新減	≒0 23	小	50 55	3.5	×	×	△	△	4.5	水道	
2	90	90	20	112	2	2	2	2	7	7	2.0	2.0	18		上7×10 ⁻⁵ 下1.3×10 ⁻³	26×10 ⁻⁶ 8×10 ⁻³	7×10 ⁻³	5.4	0.88	5	1	2	同上	ない	不貫通	厚い中間層	4	中		9.5	×	×	×	×	3	地下鉄	
3	187	187	125	125	1	1	1	1	7	7	0.3	0.3	24		上4.3×10 ⁻⁴ 下4.3×10 ⁻³	65×10 ⁻⁴ 4×10 ⁻³	5×10 ⁻³	1.2	1.25	5.5	1.5	1	デルタ海岸	を	過漸増	12	0	小	0	×	×	×	×	0	下水		
4	324	343	170	99	3	3	3	3	5.5	5.5	2.5	3.9	40		東157×10 ⁻³ 西76×10 ⁻⁴	73×10 ⁻³ 45×10 ⁻⁴	44×10 ⁻²	28	6.1	3.66	2	1	旧河川	至近	不貫通	被圧	35	5	大	60 70	3	×	×	×	×	4	雑
5	上290 下280	上191 下157	191	151	2	2	2	2	6.5	6.5	2.4	2.4	13	13	上6.7×10 ⁻³ 下8.3×10 ⁻⁶	24×10 ⁻² 2×10 ⁻⁴	5×10 ⁻² 4×10 ⁻³	75	2	6.8	1.5	2	チュウ積平野	上下近	不貫通	被圧	≒0 13	中	60	1	9.5					0.5	雑
6	170	170	158	158	4	5	4	5	6	6	7.2	10	46	63	22×10 ⁻³	54×10 ⁻³	35×10 ⁻²	16	6.5	4	1.1	2	河川砂	を	不貫通	被圧	4	40	大	9						1	雑
7	185	185	170	190	3	3	3	3	6.5	6.5	3.7	3.7	22		9.3×10 ⁻³	3×10 ⁻²	1.3×10 ⁻²	1.4	0.43	3.5	1.1	1	海岸砂	近い	不貫通	均一(一部)	≒0	0	中	63 68	4.5	×	×	×	×	1	水門
8	200	200	130	153	2	2	2	2	5.5	5.5	0.65	0.65	4		上6.9×10 ⁻³ 下9.7×10 ⁻³	6.1×10 ⁻² 1×10 ⁻¹	8×10 ⁻³	1.1	0.1	3.55	1.5	1	チュウ積平野	を	不貫通	厚い中間層	≒0 15	中	72 67	1.7	×	×	×	×	×	0.5	雑
9	151	151	151	151	2	2	2	2	6	6	0.05	0.05	0.8	0.9	11×10 ⁻³	2.6×10 ⁻³	1×10 ⁻³	1	0.38	5	1.0	1	デルタ海岸	を	過漸減	9	3	小	55	2	×	×	×	×	0	火力	
10	190	262	160	322	3	4	2	6	7	7	8	16	36		74×10 ⁻³	54×10 ⁻²	9×10 ⁻²	12	1.7	7.54	1.2	1	河川欠部	近い	不貫通	≒0	3	大	55 5.5	1.5	×	×	×	×	3	水道	
11	182	182	73	73	1	1	1	1	5	5	2.3	2.3	31		14×10 ⁻²	54×10 ⁻²	64×10 ⁻²	4.6	1.2	4.5	2.5	1	旧河川	を	不貫通	均一	≒0	52	大	0					0.5	雑	
12	上320 下延1000	265	265	265	4	4	4	4	6	6	1.2	1.2	4.5		1.7×10 ⁻³	11×10 ⁻²	2×10 ⁻²	1.1	1.8	3	1.2	4	チュウ積平野	や近い	急下	4	20	中	60	2	△	×	×	×	0	0.5	雑
13	171	171	110	110	2	3	2	2	5.5	5.5	0.6	1.0	7	11						4	1.5	1	海岸砂	や近い	不貫通	均一	≒0	≒0	中	6	0	×	×	×	×	0.5	工

14 以下略 (低下深さはヘッダーパイプより低下必要面まで)

このような実施結果を項目別に困難度という指標を用いて現すと、以下の諸図のようになった。

図3・9は土層の配列・透水層の水理条件と困難度の関係である。

困難な配列の典型は、脈状型、急変下部減型（水理条件過浅）、漸減型（過浅）、シーム型などで、その反対に困難でないのは、均一型、急変型（適深さ）、漸増型（適深さ）などである。また、困難度と揚水量の大・中・小の場合に分けたが、特にこの関係が上の二項目に卓越する影響を与えているようには見られない。

図3・10は透水係数 k （実施の値）と困難度の関係である。余り明確でないが、中位の透水係数（大体 $5 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2} \text{ m/min}$ ）の方が困難度が小さい。このことは、ウェルポイント1本の揚水量についての後で示す実測値からも同様の傾向が裏付けられる。

図3・11は地下水補給源と困難度との関係である。補給近いもので極度に困難度が大きい。

図3・12は低下必要深さと困難度との関係である。深さ7 m以上に大きい困難度のものが多い傾向を示した。

図3・13は主要透水層のシルト・粘土含有率と困難度との関係であるが10%以上の場合に困難度の大きいのが集中している。

図3・14は礫含有率との関係である

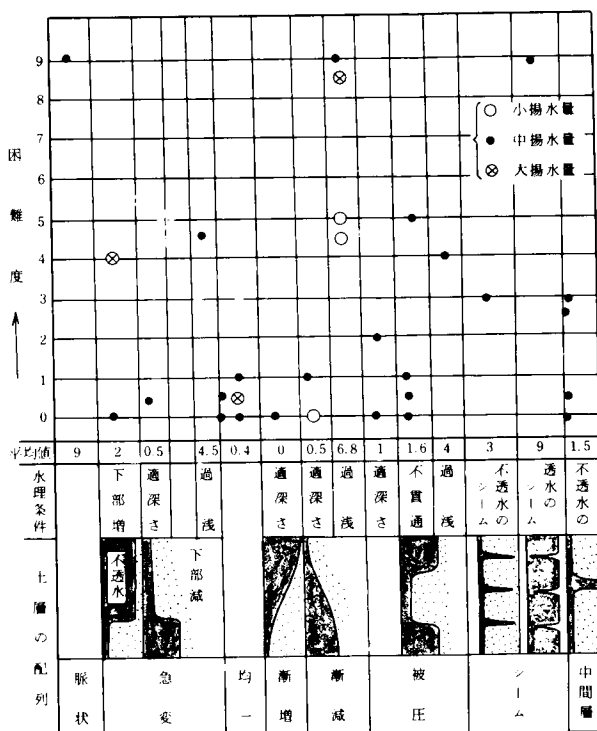


図3・9 土層の配列・水理条件と困難度

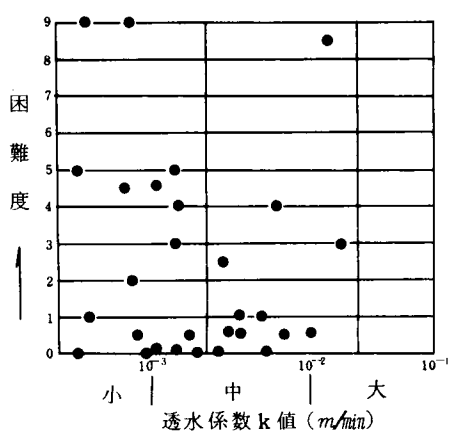


図 3・10

が、影響していないことが伺える。

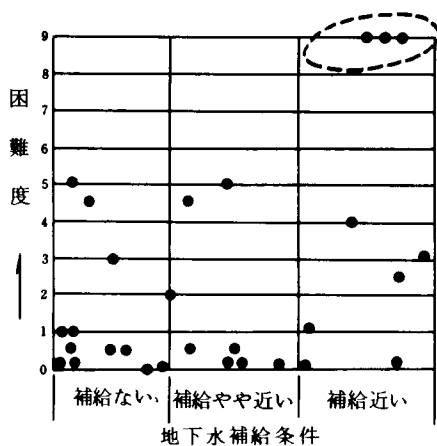


図 3・11

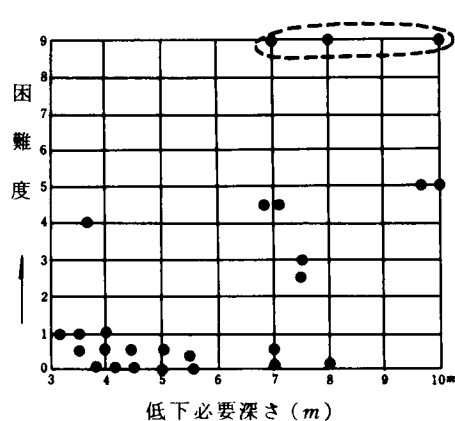


図 3・12

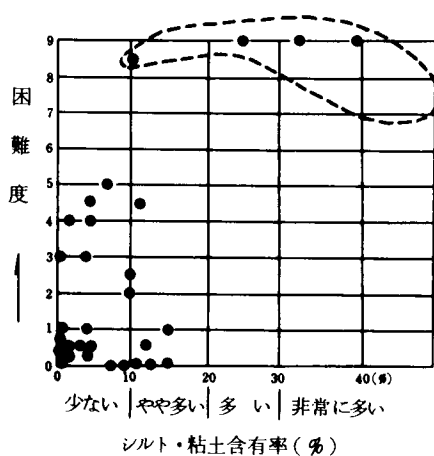


図 3・13

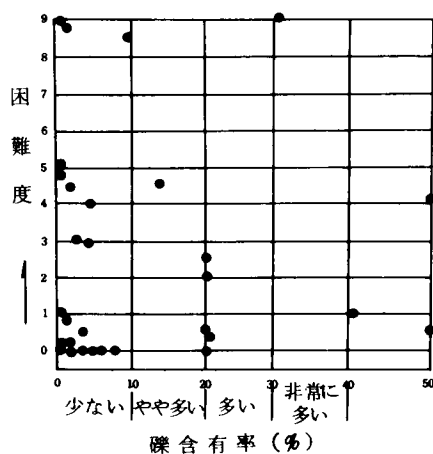


図 3・14

以上の問題を、統計的手法を用いて定量的な分析を行った。⁷⁾ 土層配列の型のような定性的なものは、それぞれの型を1～5で示した。水理条件も同様に1～3とした。補給源までの距離は、100 m以下を1、1000 mまでを2、それ以上を3と現した。これらをまとめて用いた解析データは表3・2の通りである。透水係数や必要低下量のような定量的要因については、難易度を定量

値として相関係数により関連を調べた。土層配列のような定性的要因では、難易度を0～1, 1.1～3, 3.1以上の3段階に分け、クロス表分析により調べ、さらに難易度を定量値と考えての分散分析を行った。

表3・2 使 用 デ ー タ

CASE-N	土層の変化 ・配列の型	透水層の 深さの適否	透水係数 cm/sec	地下水補給源 迄の距離(m)	必要低下 深さ(m)	細粒土の含 有率(%)	施 工 の 難 易 度
	SPROFILE	PERMDEP	PERMCDEF	SOURCE	AMOUNT	SILTCLAY	DEFDEG
1	1.	3.	0.0100	2.	7.00	0.0	4.5
2	1.	3.	0.0100	2.	7.00	13.0	4.5
3	2.	2.	0.0100	3.	5.00	4.0	3.0
4	3.	1.	0.0050	3.	5.50	12.0	0.0
5	2.	2.	0.0400	1.	3.66	3.5	4.0
6	2.	2.	0.0500	1.	6.80	0.0	0.5
7	2.	2.	0.0030	1.	5.00	13.0	0.5
8	2.	2.	0.0140	3.	4.00	4.0	1.0
9	4.	2.	0.0130	1.	3.50	0.0	1.0
10	5.	2.	0.0080	3.	3.50	0.0	0.5
11	5.	2.	0.0080	3.	3.50	0.0	0.5
12	1.	1.	0.0020	3.	5.00	9.0	0.0
13	5.	2.	0.0022	1.	7.50	0.0	3.0
14	4.	2.	0.0640	3.	4.50	0.0	0.5
15	1.	1.	0.0250	1.	7.00	4.0	0.5
16	1.	3.		2.	5.00	10.0	8.5
17	2.	3.		1.	7.50	10.0	2.5
18	4.	1.		2.	4.10	8.0	0.0
19	4.	2.		2.	4.00		0.5
20	2.	2.		2.	8.00		0.0
21	2.	2.		1.	7.00	10.0	2.0
22	2.	3.		3.	7.00	4.0	4.0
23	1.	3.		1.	7.00		9.0
24	3.	1.		3.	5.50		0.0
25	2.	1.		1.	7.00		0.0

1.漸減
2.被圧
3.漸増
4.均一
5.シーム

1.適
2.中
3.不適

10000は補給
源が無い場合

まず難易度と要因の間の関連分析の結果により選んだ2つの支配的な定性的要因による難易度の推定式を作り、これによる推定値と実際値の比較を行なった。その推定はMCA分析(Multiple Classification Analysis)によった。

解析結果を見ると、定量的要因と難易度の相関係数は表3・3に見るようにいずれも低く、また有意率(S)も関連が低いことを示している。定性的要因は、表3・4中のカイ2乗値(CHISQUARE)に見るように深さの適否との関連が強く、補給源の遠近とは余り関連がない。このことは3要因による分散分析の結果(表3・5)からもよく解る。3要因により難易度を説明できる割合は、透水層の深さの適否が最も支配的で、次に土層配列が続く、補給源の遠近は関連が薄

い。

以上から、難易度に対する支配的要因として土層配列と透水層の深さの適否を選び出した。この2要因による難易度推定のためのMCA分析結果は表3・6の通りである。これらが難易度を説明できる程度を示す重相関係数(MULTIPLIER)は0.854となっていて、ここで求めた推定式により難易度は十分推定出来ることが解る。

推定式は、表中のADJUSTED FOR INDEPENDENTS DEV'N を使って、

$$Z = 2.47 + 1.40 X_1 - 0.93 X_2 + 0.46 X_3 - 2.93 Y_1 + 0.03 Y_2 + 2.40 Y_3$$

..... (3・4)

ここで、Zは推定値、Xcは土層配列の型、Yiは透水層の深さであり、この式から推定値を得るときは、Xi、Yiのiが観測値と一致するものを1とし、他を0にして計算する。

これらの結果、土層配列では、被圧型・漸増型・漸減型の順で、透水層の深さの適・中・否の順で施工は容易であることを示している。

以上を通じて、ウェルポイント工法の選択においては多項目にわたる検討が必要であるが、特に土層配列の型と、透水層深さの適否の水理条件が、最も重要であるというのが著者の見解である。
(図3・15)

さらに経験的事実を含んで、判断の基準として作ったのが、後に示す判定表である。

表3・3 定量的要因と難易度の間の相関

DEFDEG	PERMCOEF	AMOUNT	SILTCLAY
	-0.0677	0.2385	0.0617
	(15)	(25)	(15)
	S=0.405	S=0.125	S=0.414

表3.4 クロス表分析の結果

		SPROFILE (CHI SQUARE = 6.93333)					
COUNT		1	1	2	1	3	ROW TOTAL
		1	1	2	1	3	
DEFDEG	1	1	2	5	1	2	9
		1	1	1	1	1	50.0
DEFDEG	2	1	0	3	1	0	3
		1	1	1	1	1	16.7
DEFDEG	3	1	4	2	1	0	6
		1	1	1	1	1	33.3
COLUMN TOTAL		6	10	2	18		
		33.3	55.6	11.1	100.0		

		SOURCE (CHI SQUARE = 5.43981)					
COUNT		1	1	2	1	3	ROW TOTAL
		1	1	2	1	3	
DEFDEG	1	1	5	3	1	7	15
		1	1	1	1	1	60.0
DEFDEG	2	1	3	0	1	1	4
		1	1	1	1	1	16.0
DEFDEG	3	1	2	3	1	1	6
		1	1	1	1	1	24.0
COLUMN TOTAL		10	6	9	25		
		40.0	24.0	36.0	100.0		

		PERMDEP (CHI SQUARE = 18.43481)					
COUNT		1	1	2	1	3	ROW TOTAL
		1	1	2	1	3	
DEFDEG	1	1	6	9	1	0	15
		1	1	1	1	1	60.0
DEFDEG	2	1	0	3	1	1	4
		1	1	1	1	1	16.0
DEFDEG	3	1	0	1	1	5	6
		1	1	1	1	1	24.0
COLUMN TOTAL		6	13	6	25		
		24.0	52.0	24.0	100.0		

表 3・5 定性的 3 要因による分散分析表

ANALYSIS OF VARIANCE									
DEFIN		施工の難易度		土層の変化・配列の型		透水層の深さの適否		地下水補給源迄の距離	
BY		SPROFILE		PERMDEP		SOURCE			
SOURCE OF VARIATION		SUM OF SQUARES		DF		MEAN SQUARE		F	
MAIN EFFECTS		104.662		3		17.444		5.838	
SPROFILE		15.901		2		7.950		2.560	
PERMDEP		60.067		2		30.033		10.051	
SOURCE		4.918		2		2.459		0.823	
2-WAY INTERACTIONS		11.157		4		2.789		0.933	
SPROFILE PERMDEP		9.000		1		9.000		3.012	
SPROFILE SOURCE		1.777		2		0.888		0.297	
PERMDEP SOURCE		0.568		1		0.568		0.190	
EXPLAINED		115.819		10		11.582		3.876	
RESIDUAL		20.917		7		2.988			
TOTAL		136.736		17		8.043			

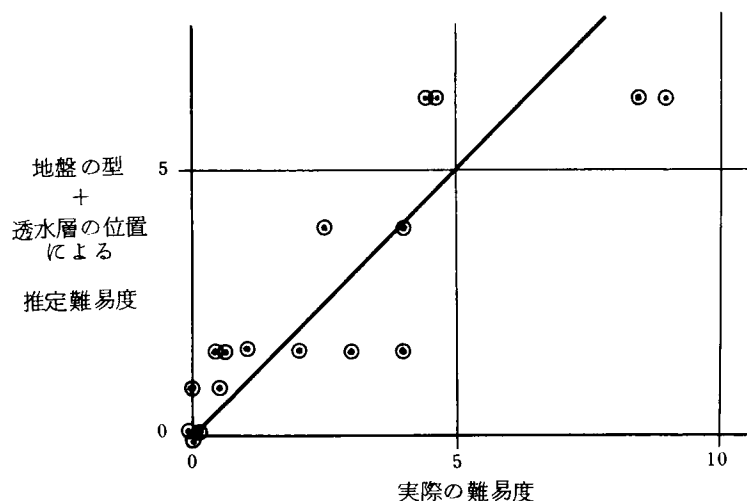


図3.15 難易度の推定結果と実際

3・2・4 従来調査法の問題点

従来の水位低下工法のための調査の傾向に対して、次のような問題点を指摘出来る。

- (1) 一般に建設工事に先立つ地盤調査においては支持力調査が重点に行われ、したがって地下水に対しての調査が手落ちになっている傾向が多多見られる。具体的に言えば、標準貫入試験で地盤の支持力等を求め、揚水試験などは行わず、透水係数の算出は粒径加積曲線などから推定するという傾向である。このようなのは後でも述べるが不十分な方法である。
- (2) 総合的な地下水調査としての観点が欠けているものが多い。すなわち、地下水調査の一端を行っているが、総合的な実態、挙動を知るという立場からの調査が少いのである。
- (3) 我が国の地盤の堆積構造は極めて変化が激しいので、サンプリングも連続して行われなければならないし、薄層(シーム)などの観察も充分行っておくのは当然であるが、必ずしもこのような点が実行されていないことが多い。
- (4) サンプラーについても過小な径のもの(具体的には標準貫入試験・内径35mm)が使われているため、砂礫層の正しい粒度が求まっていない傾向がある。小口径のものは、礫が入って来ないしサンプルの量も不足する。

3・2・5 調査法についての見解

前節で計画上の要素について述べたが、これらに示した項目は調査の際必ず明らかにしておかなければならないものである。後述の設計・施工のことも含んで、求めておくべき要素を次のように分け、それぞれについて説明を加える。

(1)地盤の成層状態・層相, (2)地下水位, (3)透水性 (k 値), (4)地下水補給条件, (5)他の地下水定数, の順に述べる。

(1) 地盤の成層状態・層相

地下水の容器としての地盤の条件を詳しく調べることは不可欠の要素であり、先に述べた土層の配列や透水層の水利条件の判断に使う重要問題である。

ボーリングによるサンプリング、室内土質試験、電探などが具体的な調査手段である。

ボーリングのサンプラーは、少なくとも内径50 mm以上が大礫をも採取するために好ましい。サンプリングは連続施行が原則であり、かつサンプラーを開いたときにシームの存在など観察を詳細に記録し、カラー写真を撮っておくのが望ましい。

また、サンプリングが多層にわたるときは、図3・16のようにサンプルを別々の容器に入れ、室内土質試験もそれぞれ行うべきである。これを怠ったことにより、後節の失敗例のような原因となることもあり得るのである。また、室内土質試験における粒度分析は、細粒分については試験しないという例も多いが、コゼニの式に見るように、かなり小さい粒径の部分も k 値に影響するとも考えられるので怠るべきではない。

ボーリングによって詳しい調査を行っても、それは点の情報に過ぎず、地盤の広い範囲の変化を知るため、面の調査として電気探査法を用いることもある。これは土層の電気伝導度の相違を求めているわけであるが、透水層と不透水層とはかなり異なることを利用して、それらの分布をとらえるのに使う場合もある。

これらで得た土層の調査結果は、まず各点の土質柱状図として表わし、次いで各土層の対比を行って連結させ、地盤の断面想定図として仕上げる。3次元的に良く解るようパネル方式で表わす場合もある。

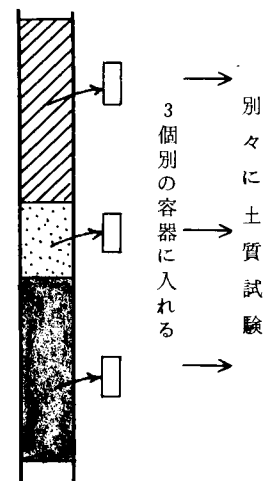


図 3・16 3層になったサンプルの場合の原則

(2) 地下水位

ボーリング調査における削孔内の水位はほとんど意味を持たないので注意すべきである。ボーリングの削孔は、その崩壊防止のため濃厚な泥液、例えば粘土やベントナイト液を使っており孔壁に厚い泥のケーキを付着させていて、孔外の地下水と遮断させているのである。したがってボーリング削孔内の水面は泥液面であって、地下水位ではない。正しく地下水位を求めるには、ボーリング孔から泥液を汲み出し、孔壁のケーキを壊して孔外の地下水が孔内と通じるようになり、平衡水位になった時に測定したものでなければならない。また、透水層が複数の場合は、他をケーシングで遮断してその層の水圧を測定すべきである。自由水で水位が浅い場合は、ショベルなどで測定溝を掘って調べてもよい。

地下水位に変動のある時は、それに応じた適当な時間間隔で測定し経時変化を図で現す。これは地下水補給条件の有力な資料となる。

(3) 透 水 度

具体的には透水係数 (k 値) で現されるこの要素は、やはり水位低下工法の計画・設計において最も重要なものである。先述のように、土層の粒度やこれに堆積の環境条件を加味して透水度の概値を推定することもあるが、以下に述べるように精確な値を知るに至らないことが多い。

a) 粒度から求める方法

元来、土の透水係数は極めて広い数値の巾を持っており、図3・17に見るように、同じ土質であってもその間にかなりの差異を持っているのである。

また、図3・18は土の相対密度と透水係数との関係を調べた実験であるが、これを見ても同一の土でも間隙比によって異なり、その度合がまた土によって異なるという複雑さを示している。

著者が先の表で示した実例を以下のように図で整理して比較して見る。これらは、先に説明したように粒径加積曲線を用いてコゼニヤヘズンの式によって求めた k 値と、現地での実施諸データによる k 値との比較であり、「 K -ratio」として現してある。図3・19は k -ratio と、それぞれ実施結果 k 値、礫含有率、シルト



図3・17 締め固めた土と透水係数の関係⁸⁾

・粘土含有率との関係を示したものである。¹⁰⁾

図3・20は大阪市南港埋立地の砂層での、注水法による現場透水試験によるものと、コゼニやヘズンの式によるものとの比較である。¹¹⁾

これを見ると両者の間に極めて大きな相違があり、実用的には使えない場合が多いのである。この原因としては様々なものが存在するのであるが、一般に土層全体としての持つ誤差、すなわち、粒径

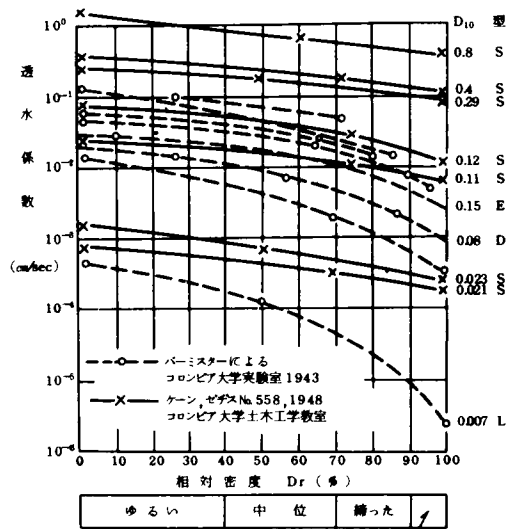


図3・18 相 対 密 度 と k 値⁹⁾

加積曲線の正しいものが得難いことに基づくものと(A群)、たとえ正しいものが得られていても生じる誤差(B群)とに大別できよう。

A群として次のように著者は考える。

- 土層そのものが不均質な粒度なので、通常行われる本数のボーリングや土質試験の数量では結果が偏すること。後述のように、一見均一に近いような砂層でも、その堆積過程から見て変化のある場合の方が多いのである。¹²⁾
- サンプリングの時、礫などが採れてないことがあること。
- 粒度試験の誤差、中でも細粒分の沈降時の分数の悪さから誤差の出る傾向がある。

B群としては、

- 粒子の形状・配列などは求め難いので、結局は正しく要素に入れ難い。
- 粒子表面の複雑な物理・化学・電気化学的性質・挙動が推定し難い。
- 粒子間に存在する物質、例えば膠質状のものが存在するようなとき、粒度には現れないがかなり影響する場合もある。

外に、有機物・微生物などの作用もあり得よう。

など様々な誤差の要因があるので、粒径から透湿度を推定するのは、極めて概略的・相対的な目安であり、設計の段階では次のような現地揚水試験を行った方が良いと考える。

サンプルを採って、室内透水試験を行う方法もあるが、粒子配列・間隙比が非常に自然状態と

は違ったものとなり、極めて誤差が大きいのが現状である。

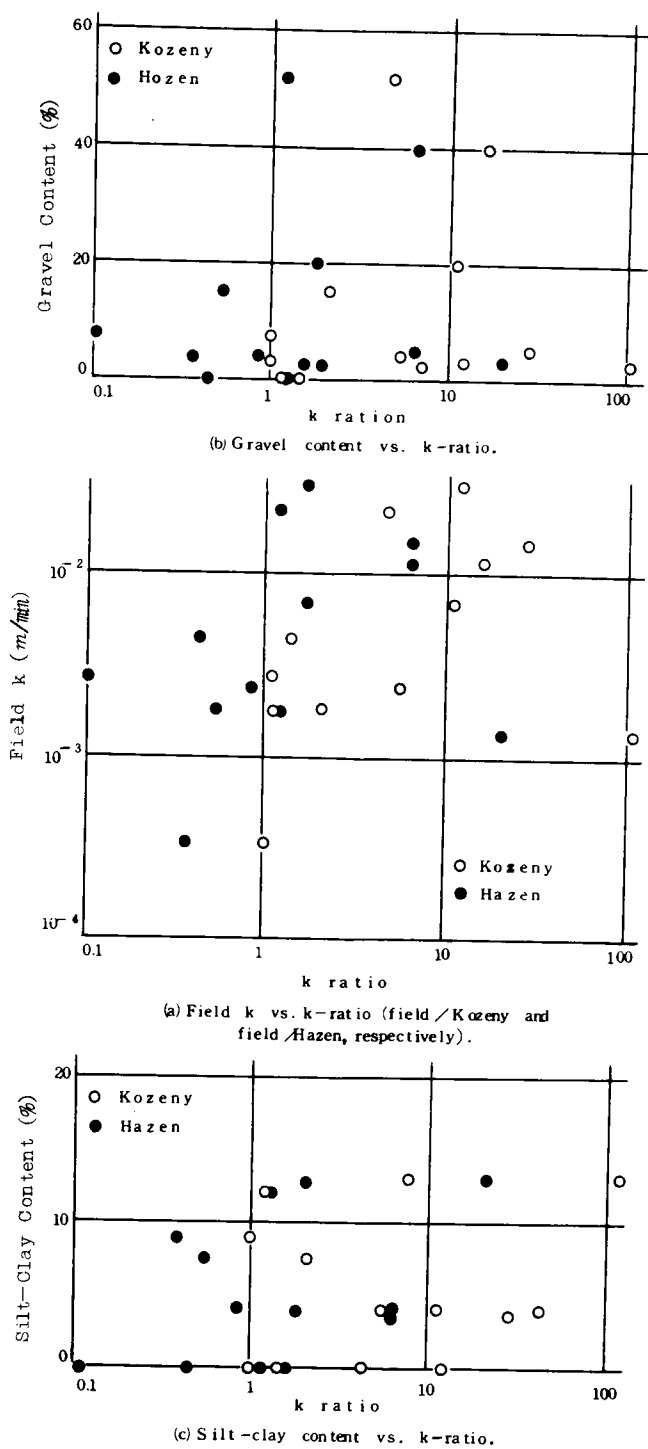


図3.19 透水係数比較図

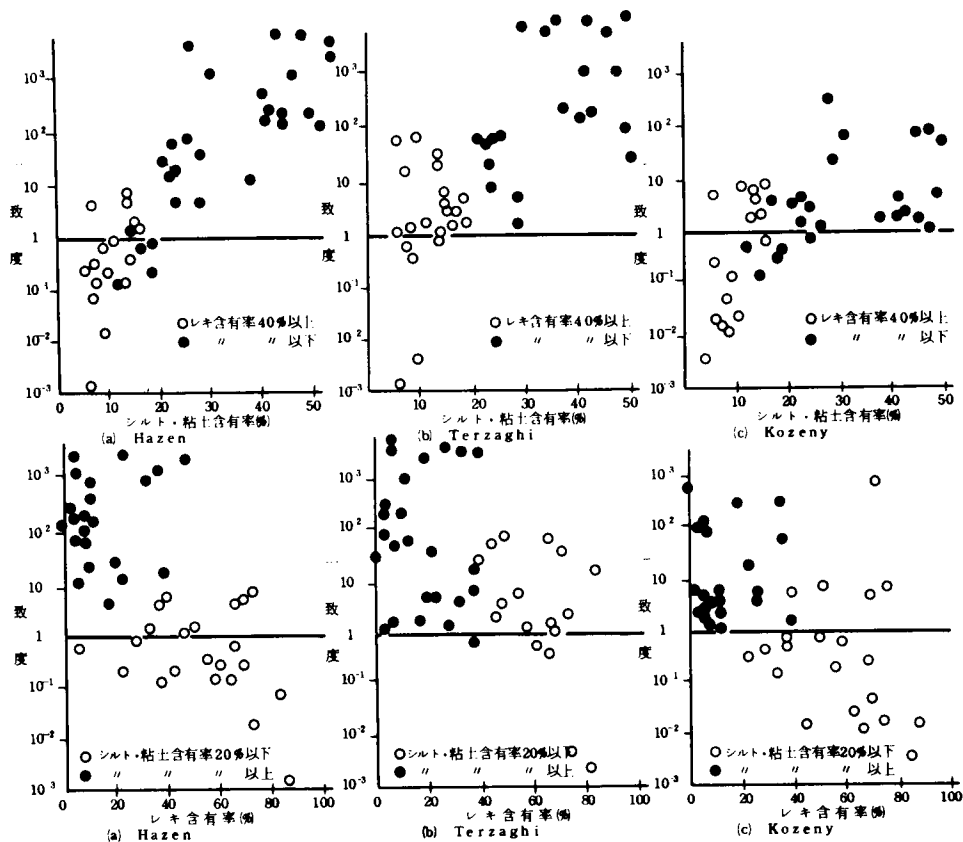


図 3-20 粒径からの k 値と注水試験との比較

b) 揚 水 試 験

一般に水位低下工法の対象地内で図 3-21 のような揚水井・水位観測井を設置し、ポンプによって揚水する。この径は 15~100 cm ϕ 程度でストレーナーを付し、その周囲にはグラベルフィルターを入れるのが常道である。揚水によって地下水位は低下するが、これを水位観測井によって測定して行く。十字型に配したのは地下水面や流れが方向性を持っている場合があり、これに処するためである。水位の観測はスチールテープを垂して測るのが最も精度高い¹³⁾。労力を少なくするため、電気的な自動測定器も使われている。低下水位の観測は平衡に達するまで行い、揚水を止めて以後も回復水位を測っておく。

解析法は後述の水位低下工法の設計で用いる平衡式や、非平衡式を用いて、透水係数を算出する^{14) 15)}。

揚水井として図に示した大型の単独井の代りに数本のウェルポイントを用いることもある。また

ある範囲をウェルポイントで囲み、一種の試験工事を兼ねて行う場合もある。これらの方法は、ウェルポイント工法の適否をも検証出来るし、また、後述の図 3・39 を用いて 1 本あたり揚水量から k 値の概略を知ることも出来る。

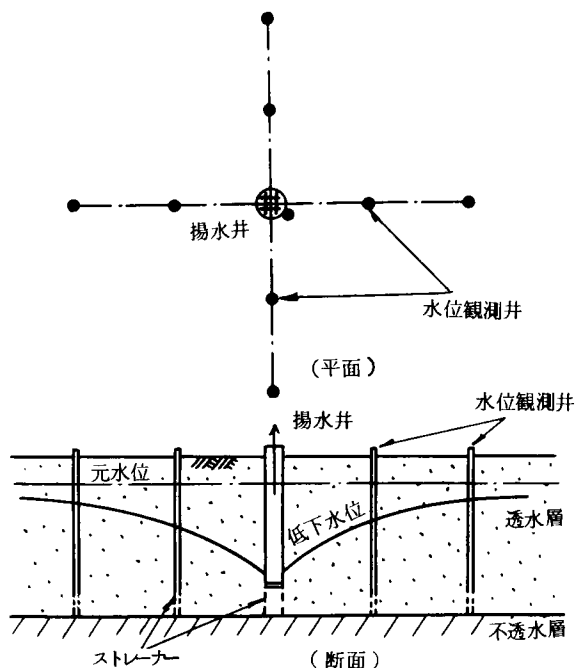


図3・21 揚水試験の説明

揚水試験を余り狭い面積で実施するのは精度悪く、これを含めて著者の経験を示したのが、表 3・7である。1 例を除いて、適当な規模で揚水試験を行っておけば、実施の時との比を 3 以下に抑え得たことを示しており、粒度から算出した k 値よりはるかに精度良いことを示している。

16)
表 3・7 揚水試験と実際工事との比較

府県	A (m^2)	a (m^2)	比	実 際 K (m/min)	揚水試験K (m/min)	比	地 質
京都	9600	707	13.6	3.84×10^{-2}	1.5×10^{-2}	2.6	洪水はんらん層
大阪	8000	2540	3.15	2×10^{-2}	2.4×10^{-2}	1.2	沖 積 層
大阪	2830	1966	1.44	4×10^{-3}	2.2×10^{-2}	5.5	洪 積 層
大阪	8100	7850	1	3×10^{-2}	3×10^{-2}	1	埋 立 層
岡山	2000	113	17.8	4.4×10^{-2}	1.2×10^{-1}	2.7	旧 河 川 敷



c) 注 水 試 験

前項の揚水試験と逆に井内に水を注ぎ込み、その量から k 値を算出しようとするもので、様々な注水形式と解析法があり、現場透水試験と呼ばれることもある。¹⁷⁾

この方法の最も大きい問題点は、削孔時使った泥液が透水層内に浸透し、目詰り現象を生じ易いことである。したがって孔内洗浄を余程入念に行わないと、1オーダー低い k 値になってしまうこともある。もう一つの問題は、削孔付近の透水度が最も大きく反映すること、すなわち、あくまで局所的な透水試験なのである。総じて揚水試験によるものよりは精度が良くないのが通例であると考えられる。図 3・22 のような報告にも同様なことが示されている。

METHOD		COEFFICIENT OF PERMEABILITY, cm/sec.			NOTES
		10^{-3}	10^{-4}	10^{-1}	
LEFT BANK	Grain Size, D_{10}^2	[Bar chart spanning from 10^{-3} to 10^{-1}]			See Fig. 13
	Falling head tests in boreholes, K_m	[Bar chart spanning from 10^{-3} to 10^{-1}]			
	Observations of natural groundwater seepage, OW's, K_h		[Bar chart with K_{av} label]		Limited OW's installed Assumed $K_h/K_v \sim 9$
	Pumping test, K_h			(a)	No very pervious zones. 12 in. diam. slotted casing. (a) Pumping rate 75 usgpm for 80 hrs.
RIGHT BANK	Grain Size, D_{10}^2		[Bar chart with K_{av} label]		Based on 70 gradations over depth of well(s)
	Falling head tests in boreholes, K_m	[Bar chart spanning from 10^{-3} to 10^{-1}]			
	Observations of natural groundwater seepage, OW's, K_h		[Bar chart with K_{av} label]		Assumed $K_h/K_v \sim 9$
	Pumping test(s), K_h		[Bar chart with (b) label]	(c)	Very pervious zones at 100', 200' depth. 12 in. diam. slotted casing. (b) Pumping rate 1,000 usgpm for 24 hrs. (c) Pumping rate 1,200 usgpm for 100 hrs.

図 3-22 Comparison of Estimated Permeabilities,
Dam Site (British Columbia)¹⁸⁾

d) 流速測定よりの算出

これは、ダルシーの法則において
流速 v と勾配 i の値を知って k を
算出しようとするものである。

i は水位観測井の数点の値から
図 3-23 のような水位の等高線を描き、
これからある 2 井を結ぶ方向の i の値を求めておく。

v は染料、電解質や弱い放射性
物質をトレーサに使い、これをあ
る 1 井に注入して他井へ到達する
時間を測定して求める。

この方法の問題点は往々として

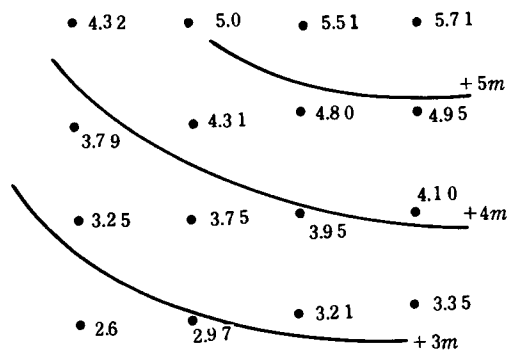


図 3-23 水位の等高線図

到達した瞬間を精度良く求めることの出来ないことが多いのである。

(4) 地下水補給条件

この問題に対しては、周辺の地質構造を明かにすることが最も肝要なことである。さらに水文諸データ、具体的には河川や湖沼の降雨・季節による変動などである。工事予定地点には前述のような水位観測井群を設け、これらの水位の同時観測によって等高線を描き、前者の動きと関係あるかどうかを観察して連結の有無の判断の資料とするのである。また、揚水試験の時の低下水位の偏向性なども参考となるし、水質の比較も手掛りになる場合もある。¹⁹⁾

(5) 他の地下水定数

揚水試験を行うと、それらデータの非平衡法解析によって、先の k 値の他に、貯留係数の値が求められる。この値は自由水の場合には有効間隙比を意味するので、大体の推定が可能であるが被圧透水層の場合には幅広い範囲の値を通常示すので、このような推定は不能である。大規模かつ精確を期す設計計算にはこの値が必要になるので、求めておかなければならない。²⁰⁾

3・2・6 調査の実例²¹⁾

場所は大阪市南港埋立地の1・2区の境界で(図3・24)、138,000 m^2 の区域をベアー・ドレーンと水位低下工法の併用の地盤改良が計画され、O.P.-3m〜6.5mを透水層と考え詳しい調査を1968年から1年間で実施した。この透水層は元来、砂質土や一部鉾津・ごみなどを投棄して出来たものである。調査の内容は次のようなものである。

(1) 土質調査

22ヶ所全層サンプリングを行い粒度試験を行った。結果は図3・25のようであるが、非常に不均一で層厚・層相の変化の激しいことを示している。

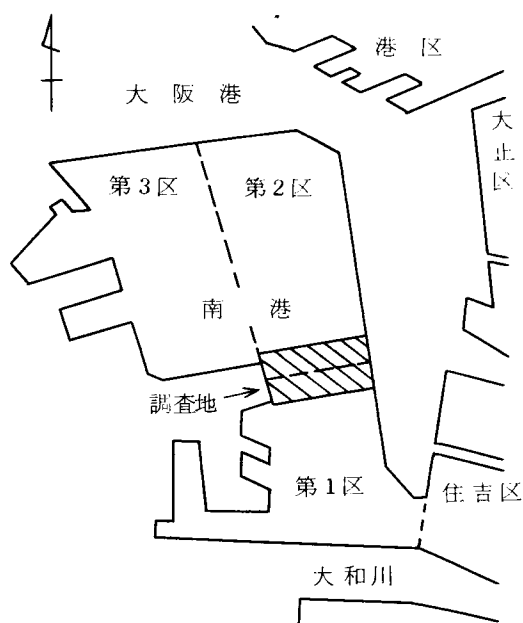


図3・24 位置図

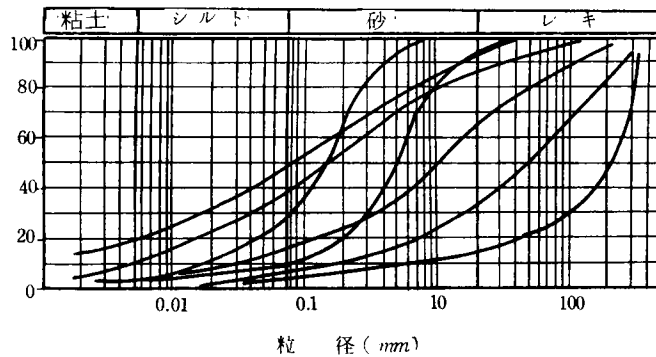
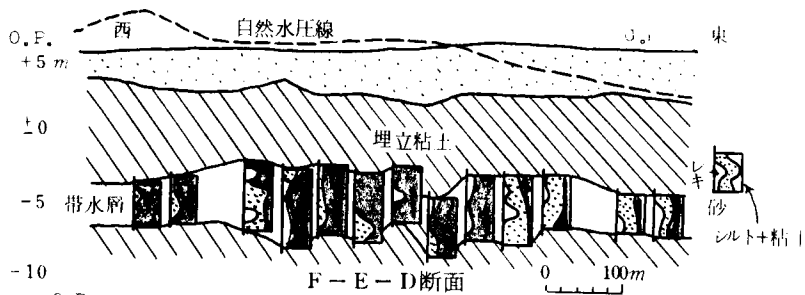
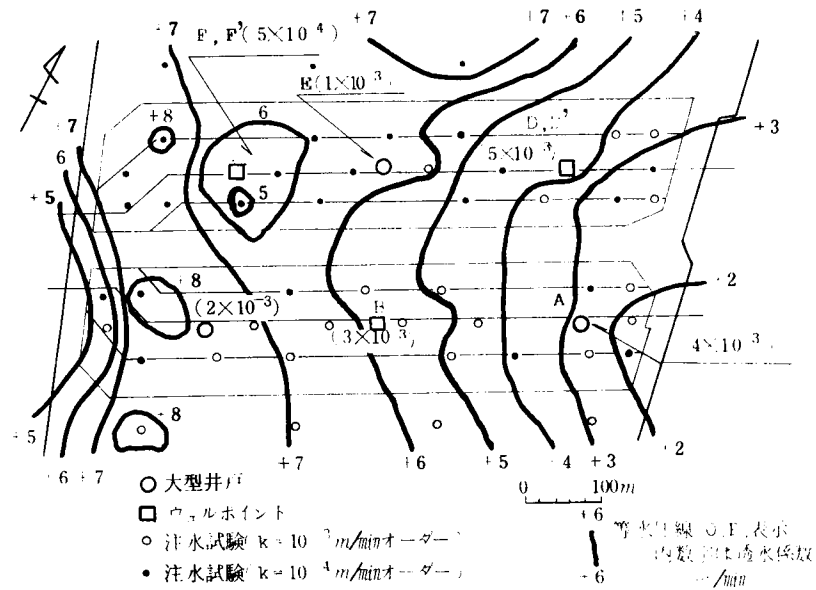


図3.25 南港調査概要

(2) 水 位 観 測

47ヶ所で観測し、かつそれぞれに注水試験をも行って k 値の概略値とその変化状態を調べた。水圧面は地表より高いものが多かったが、この原因は透水層内の有機ガスの発生によるものであると考えられる。観測井に間欠的な泡の吹出しが見られた。

(3) 大型井による揚水試験

3ヶ所(A, C, E)井径30cmφ、深さ16.5m、10時間程度の揚水で井内は水位が井底近くまで下り、かつ外側地下水は、図3・29のようにほとんど低下しないという状態になった。すなわち、透水層の k 値がそう大きいものでなく、大型少数井には適しないと判断し、以後、小型多数井、すなわち ウェルポイント工法による試験揚水に切換えた。

(4) ウェルポイントによる揚水試験(B, D, F)

ウェルポイントを20m×20mの正方形に囲む。本数20本、4m間隔、サンドフィルター約15cmφ、深さ12.5m、真空ポンプ7.5KW、真空度600～690mmHg、揚水は約1月行い、状況は図3・30、3・31 のようである。

なお、この中の2地点でウェルポイントの設置法を比較した。図3・32、a・b両設置法を示す。aはジェッティングに際しケーシングを使って孔内を徹底的に水で洗浄する方法、bは一般に行われている単純なジェッティングであり、粘土塊がウェルポイント周辺に落ち込む可能性がある。図3・33のように、aではよく低下し、揚水量もbの平均2.2倍であった。

以上の揚水試験の結果、地下水諸定数をまとめると、表3・8のようになった。ここで酒井の式とあるのは、非平衡式の一種であるが、後述のように不透水層からの絞り出しをも考慮したものである(後述)。

ここで、 ϵ : 外的絞り出し係数、 ϵ' : 内的絞り出し係数

T - 透水係数×透水層厚

調査の結論としては次のようである。

- a) 地盤の型は、急変型に脈状とシーム状を少し加味したものである。
- b) 透水係数は、 10^{-3} オーダーで小型多数井の領域である。
- c) 海との連結は、潮汐の影響が岸壁から50m離れた観測でわずかに見られるので、これより離れると問題にならない。
- d) 細粒土含有率の大きい土層が多いので、設置には水洗浄を徹底的にやる必要がある。

以上の結果から、ウェルポイントを格子状配置に使う案が決定され、設計計算などは後述の例で示すような方法で行なった。

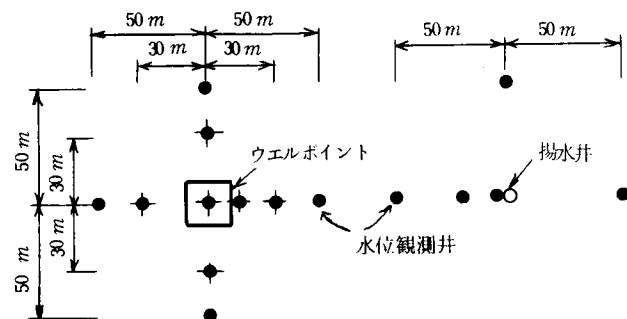


図 3・26 揚 水 試 験 配 置

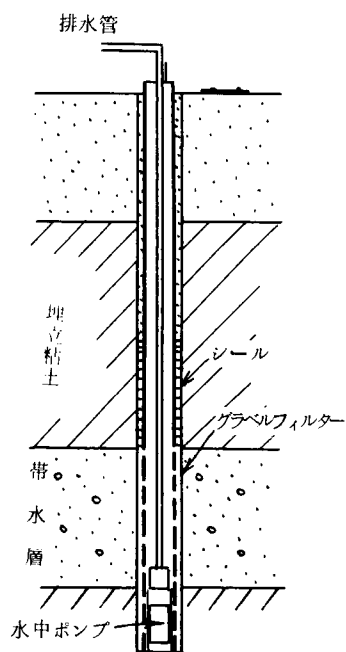


図 3・27 大 型 井 断 面

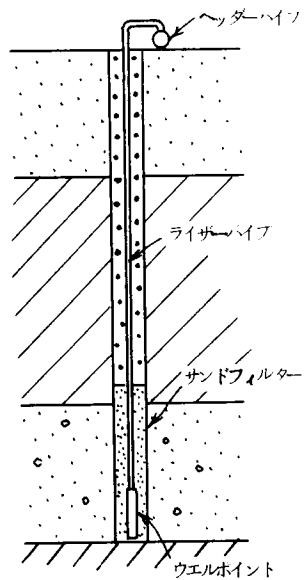


図 3・28 小 型 井 断 面

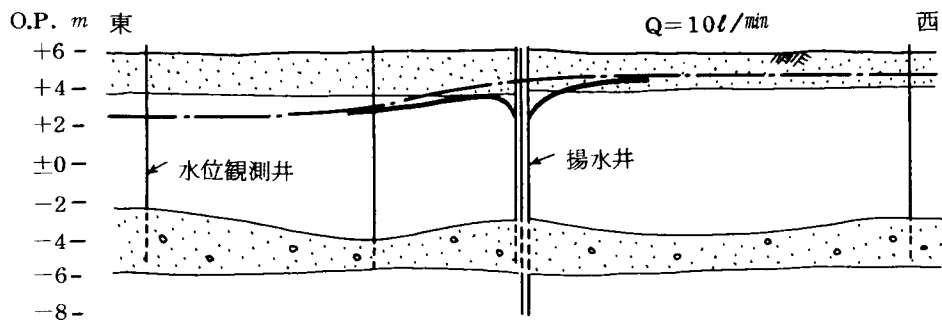


図3・29 大型井の低下状況

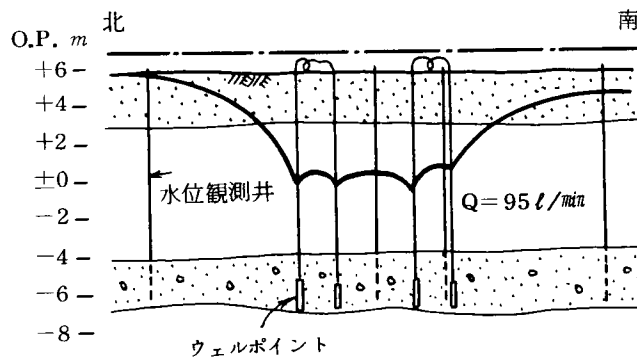


図3・30 小型井の低下状況

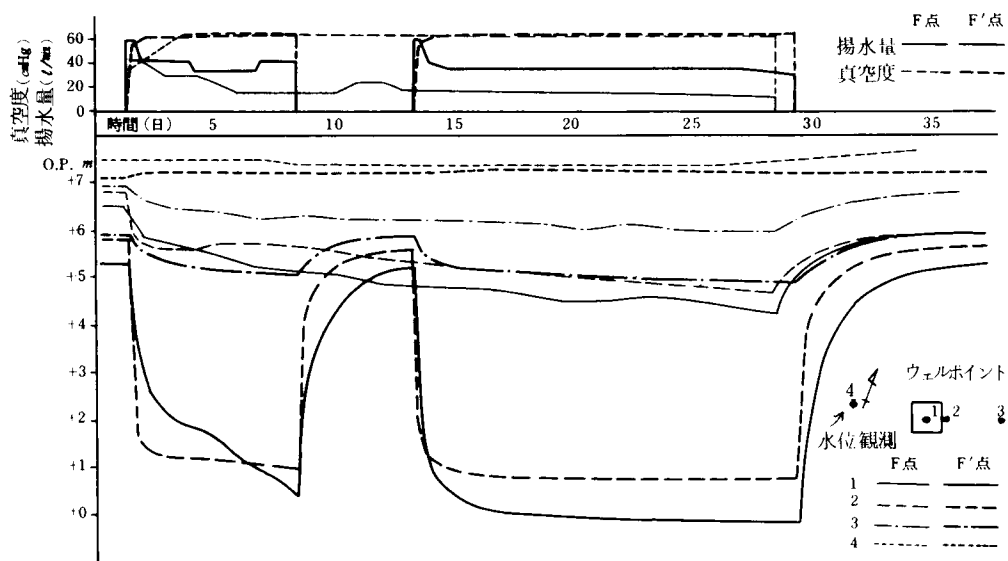


図3・31 水位低下曲線

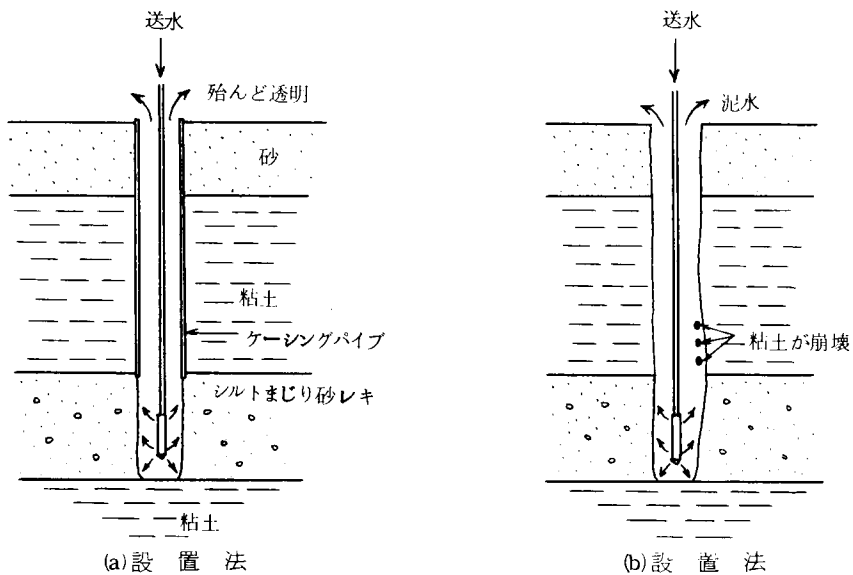


図3・32 ウェルポイント設置法の説明(大阪市南港)

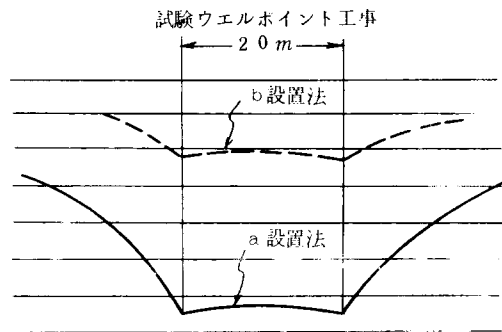


図 3・33 両設置法の低下水位比較（大阪市南港）

表 3・8 南港揚水試験結果一覧表

地 点		A	B	C	D	D'	E	F	F'
平 衡 法	T	6.4×10^{-3}	5.8×10^{-3}	5.2×10^{-3}	1.1×10^{-2}	4.4×10^{-3}	2.1×10^{-3}	2.0×10^{-3}	1.6×10^{-3}
	k	3.2×10^{-3}	2.9×10^{-3}	2.6×10^{-3}	5.5×10^{-3}	2.2×10^{-3}	1.1×10^{-3}	1.0×10^{-3}	8.0×10^{-4}
非 平 衡 法 (回復法)	T	8.1×10^{-3}	4.5×10^{-3}	1.5×10^{-3}	1.0×10^{-2}	8.0×10^{-3}	2.1×10^{-3}	1.3×10^{-3}	2.6×10^{-3}
	k	4.1×10^{-3}	2.3×10^{-3}	7.5×10^{-4}	5.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	1.1×10^{-3}	6.5×10^{-4}	1.3×10^{-3}
非 平 衡 法 (酒井の式)	T		6.0×10^{-3}		1.6×10^{-2}	4.4×10^{-3}	2.1×10^{-3}	2.0×10^{-3}	1.6×10^{-3}
	k		3.0×10^{-3}		8.0×10^{-3}	2.2×10^{-3}	1.1×10^{-3}	1.0×10^{-3}	8.0×10^{-4}
	ϵ		2.0×10^{-6}		4.0×10^{-6}	2.0×10^{-4}	4.0×10^{-4}	0	0
	ι		2.5×10^{-7}		1.4×10^{-8}	1.3×10^{-11}	8.0×10^{-9}	0	0

単位は mm, min

k は層厚を 2 m と仮定して計算

3・2・7 従来設計法の問題点

一般に地下水学の井戸理論として、平衡法や非平衡、群井の理論はあるが、水位低下工法全体としての計画・設計法は確立された定説が無いのである。レナールズ(Leonards)によって紹介された図 3・34, 3・35 のような図表もあるが、これも単にウェルポイントの間隔決定の図表である。²³⁾ 著者のこれらに対する考えは次のようである。

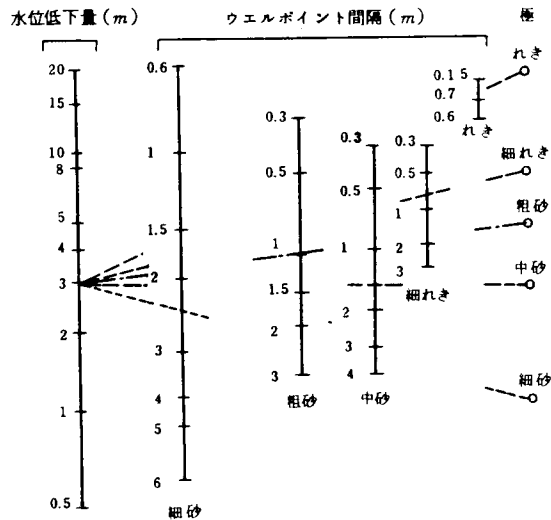


図 3・34 ウェルポイント間隔と土質(Moretrench Corp)
(均一できれいな砂・れき地盤)

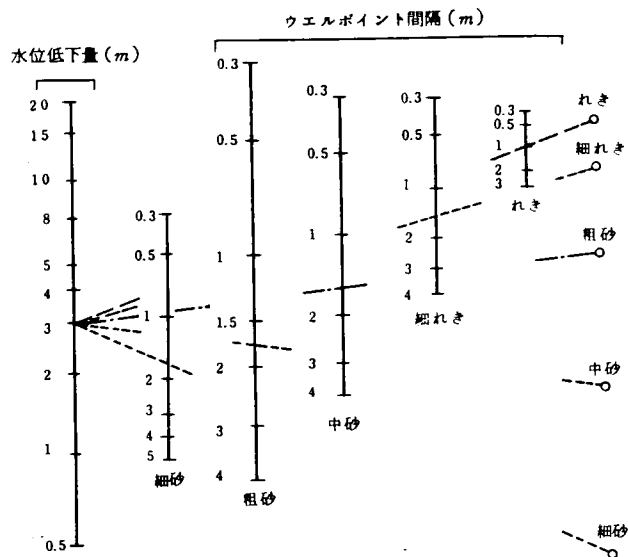


図 3・35 ウェルポイント間隔と土質(Moretrench Corp)
(層状のきれいな砂・れき地盤)

3・2・8 設計法についての見解

(1) 設計の手順

設計計算に入る前に候補としての工法を選択し、それ以下の手順を次のように行う。まず、表3・9のような判定基準を用いて、適合性を調べるのである。ここで適合度とは前節の困難度の反対で、 $10 - (\text{困難度})$ の値である。

表3・9 ウェルポイント工法判定基準²⁴⁾

項 目	適 合 度										採 点
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
a 地層の型 および 帯水層の 位置	脈 状 型				均 一 型						
	急変(下部減)型 過 浅				急変(下部増)型						
					急変(下部減)型 適 深 さ						
					漸 増 型 不適深さ 適深さ						
	漸 減 型 過 浅				漸 減 型 適 深 さ						
					被 圧 型 過 浅 不 貫 通 適 深 さ						
	シ ー ム 型 透水のシーム 不透水のシーム				中間層型						
b 透水係数 (m/min)	1×10 ⁻³ 以下 5×10 ⁻³ 以上			1×10 ⁻³ ~5×10 ⁻³ 1×10 ⁻² ~5×10 ⁻²			5×10 ⁻² ~1×10 ⁻²				
c 帯水層の 厚さ	10 m 以上		6 ~ 10 m		2 ~ 6 m		2 m 以下				
d 補 給 源	極めて近い 10 m 以下		近 い 10 ~ 100 m		やや近い 100 ~ 300 m		な し 300 m 以上				
e 配列形状	単列, オープン, 欠損部多い			両者の中間			単純な円, 正方 形に近い形				
f 低下深さ	10 ~ 6 m			6 ~ 4 m			4 m 以下				
g 透水層の シルト・ 粘土含有量	10% 以上			5 ~ 10%			5% 以下				
											平均

表 3・10 は、先の南港の場合に使った判定表の実例である。地下水学の計算は全般にわたっての解析が困難な場合が多いので、経験的な判断と並行して総合すべきものとする。

表 3・10 ウェルポイント判定表

項 目	適 合 度									
	容易 1	2	3	4	5	6	7	8	9	困難 10
地 層 の 型							○			
帯 水 層 位 置			○							
透 水 係 数						○				
補 給 源				○						
配 列 形 状	○									
低 下 深 さ										○
シルトの含有量 粘土								○		
総 合						○				

(南 港 の 例)

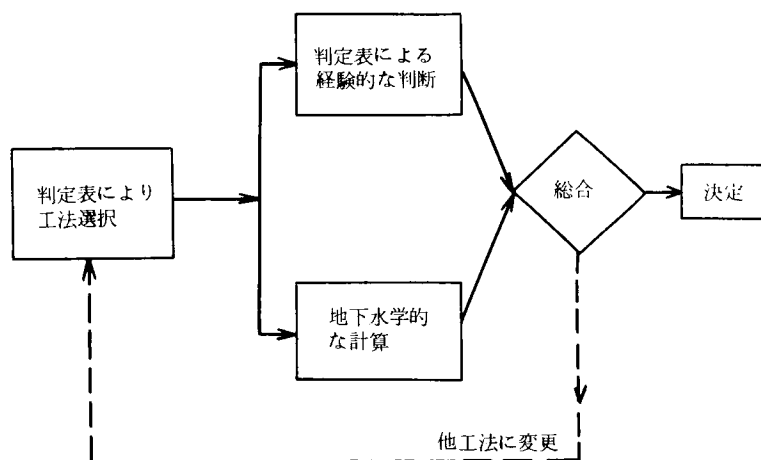


図 3・36 設 計 手 順 流 れ 図

(2) 地下水学的な計算

著者の見解は計算順序としては次の順が適切であると考える。

- a) 水位低下・平衡保持に必要な総揚水量 Q の計算
- b) 要求される日時に低下するかどうかの検討
- c) 井戸間隔の計算
- d) ポンプ選定
- e) 細部計算

以下これらについて説明を加える。

a) 必要総揚水量 Q の計算

いわゆる平衡法の理論を用いる(図3・37)。群井としての考え方は、近似法としてある点への各井の影響が単純に加算されて行くものと見なす。

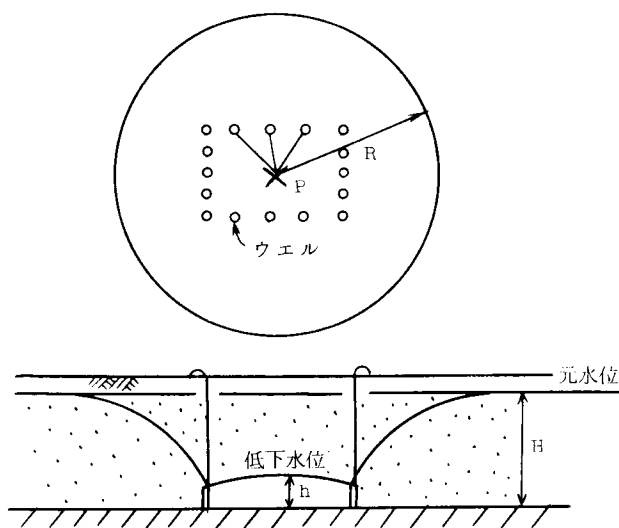


図3・37 水位低下説明図

(自由水の場合)

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{2 \cdot 3 \log \left(\frac{R}{R'} \right)} \dots\dots\dots (3 \cdot 5)$$

ここで $\log R'$ は各井から P 点までの距離の対数の平均、 R は影響半径

(被圧透水層の場合)

$$Q = \frac{\pi k (H - h) m}{1.15 \log \left(\frac{R}{R'} \right)} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 6)$$

影響半径 R の理論的な求め方としては、次のようなものがある。

シュルツェ (Schulze) の式として、¹³⁾

$$R = \sqrt{6 H k t / S} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 7)$$

また、酒井の式として、²⁵⁾

$$R = 1.5 \sqrt{\frac{k t}{S}} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 8)$$

いずれも S は貯留係数

b) 低下時間の計算

野満・タイスの非平衡法理論を用いる。その誘導の概略を述べる。¹³⁾ (図 3・38)

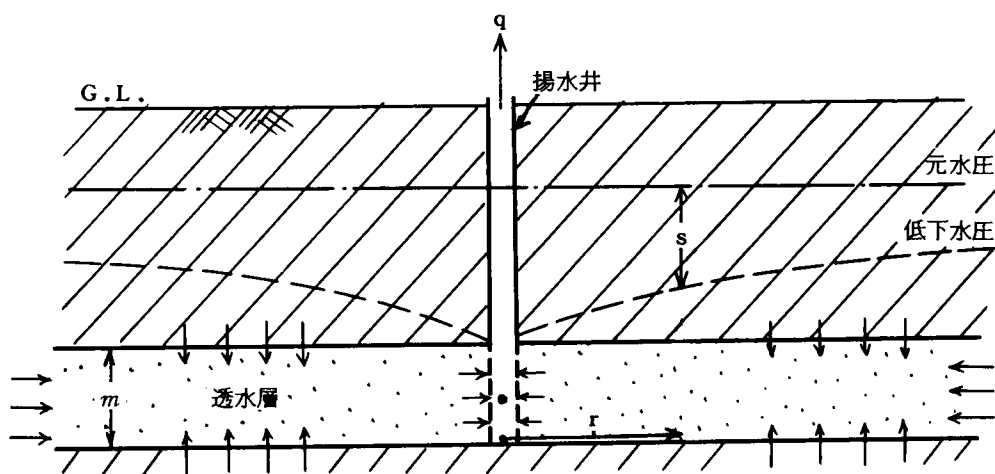


図 3・38 非平衡法説明図

$$\text{運動方程式} \quad q = 2\pi r m k \frac{\partial s}{\partial r} \dots\dots\dots (3 \cdot 9)$$

$$\text{連続の方程式} \quad \frac{\partial q}{\partial r} = 2\pi r m S \dots\dots\dots (3 \cdot 10)$$

ここで, q : 円筒面を通る水量 (= 揚水量)

s : 低下水位量

m : 透水層厚

r : 井戸からの距離

S : 貯留係数

これらから Q を消去して,

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{k}{S} \left(\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) \dots\dots\dots (3 \cdot 11)$$

$$\text{初期・境界条件として} \quad t = 0 \quad \text{で} \quad s = 0$$

$$r = \infty \quad \text{で} \quad s = 0$$

$$r = 0, \quad t > 0, \quad q = \text{一定}$$

で解くと,

$$s = \frac{q}{4\pi k m} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \dots\dots\dots (3 \cdot 12)$$

$$\text{ここで, } u = \frac{r^2 S}{4 k m t}$$

が得られる。

これは 1 本の井による揚水時間 t 後の水位低下量であるが, 多数井のときは近似的にこのような s 値の総和として低下量を計算する。

また, 酒井の非平衡式理論²⁶⁾では, 次のようである。

$$\text{基本式} \quad T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = \epsilon s + m \epsilon \frac{\partial s}{\partial t} \dots\dots\dots (3 \cdot 13)$$

ここで, s : 低下水位量

m : 透水層厚

ϵ : 外的絞り出し係数

ϵ : 内的絞り出し係数

$T = m \times k$, q : 揚水量

$$\alpha^2 = \frac{\varepsilon}{T}, \quad \beta^2 = \frac{m t}{T}$$

とおくと、解として、

$$s = \frac{q}{2\pi T} \left[K_0(\alpha r) - I_0(\alpha r) \frac{K_0(\alpha R)}{I_0(\alpha R)} \right] \dots\dots\dots (3 \cdot 14)$$

R は影響半径で次式が提案されている。

$$R = \frac{1.5 t}{\beta}$$

t : 揚水時間

c) 井戸間隔の計算

先ず、必要井戸本数 n を次式で求める。

必要総揚水量 Q 、井戸 1 本の揚水能力 q とすると、

$$n = \frac{Q}{q} \dots\dots\dots (3 \cdot 15)$$

これによって本数 n が求まれば、設置線長をこれで割って井戸間隔を求める。ここにおいて、 q の値を理論的に求めることはウェルポイントの場合特に、その吸水部の水理機構が極めて複雑であり困難である。著者はこれを実測から求める方法を取り、得られたものが図 3・39 である。^{27) 28)} q の値は、深さ、ポンプ台数との関係など多くの要因に支配されるが、実測の結果、透水係数 k 値との間に最も密接な関係のあることを見出した。

また、同図の傾向を見ると、大きい k 値すなわち 10^{-1} の領域に入るとウェルポイント本体内部の流体抵抗が大きく作用して k 値に比例して q 値が大きくなりむしろ一定値になってゆく。逆に小さい k 値 10^{-4} 程度になると、間隙水が非常に動き難いため q 値は急速に減少することが伺える。この図からもウェルポイント工法は $k = 1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-2}$ (m/min) 程度の中位透水性の場合に適していることが指摘し得る。

深井戸の場合も、透水係数に大きく影響され、その外、井径・ストレーナーの長さ・構造などにも左右されるのであるが、揚水試験によって q 値をあらかじめ求めておく方が確実な場合が多い。

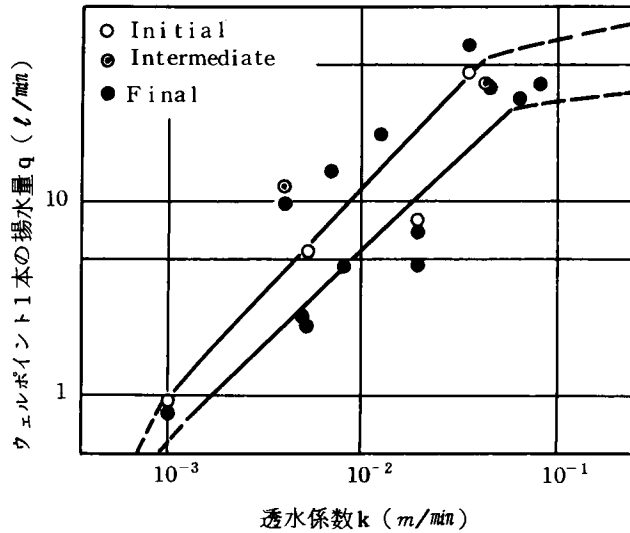


図 3・39 ウェルポイント揚水能力

d) ポンプ選定

ウェルポイント工法の場合にはほとんど原動機 10～15KW，吐出口径 10～15cmφ のポリュートポンプが使われている。よって必要総揚水量をポンプ1台能力で割って台数を求めればよいわけである。揚水量の小さいときは口径 10cmφ のもので良く，一般には 15cmφ を用いる。

真空ポンプは一般に 7.5KW のものが使われているが，地盤改良の場合は水位低下量大きい程有利であるから，22KW 型など大型のものを使う方が良いと考える。大体一般の掘削排水工ではウェルポイント 1 本当たり 0.15KW，地盤改良工では 0.5KW 程度が望しいと考える。

深井戸の場合は 1 本当たり揚水量，総水頭などからポンプ機種を選定，例えば図 3・40 のようなものを用いる。一般に 1 井に 1 台の割合で行う。

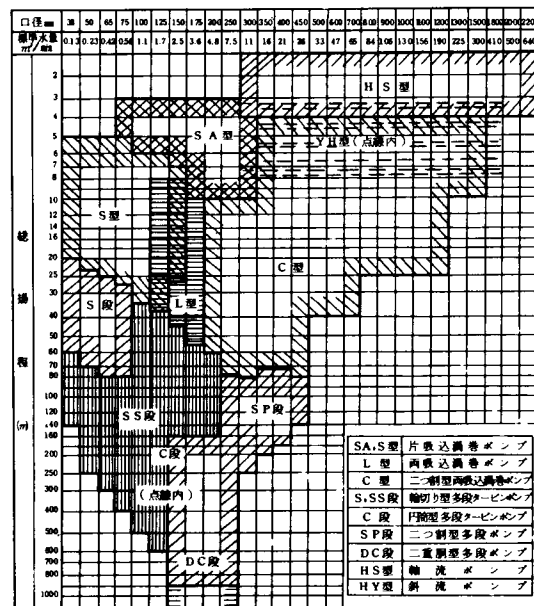


図 3・40 ポンプ型式の選定 (6000 地区)

e) 細部の計算

透水性が極度に大きく、大揚水量の場合、各配管の曲りなどの流体損失水頭が問題となり、これに対してはあらかじめ計算を行ってこれらを極力少ないものとしておく。

また、地盤改良工法の場合には極力地上部での到達真空度を大きくして、先端での吸引力を強くし、低下を出来るだけ大きくする必要に迫られる。精確を期す場合には、あらかじめ図 3・41 のような計画低下量を計算しておく。この場合、ウェルポイントへの流入損失なども考慮に入れる²⁹⁾こともある。

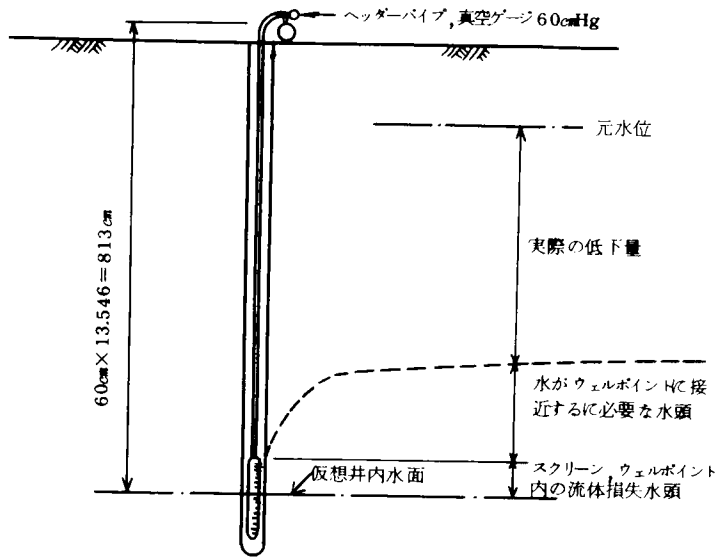


図 3・41 真空度と水頭の関係

一般に厳密さを要求されない場合は、この項の計算は省略されている。

深井戸のストレーナーについての流入損失水頭の計算法として図 3・42 のようなものがある。

(3) 経験的な施工計画

先に述べた判定基準法の適合度の平均値を用いて概略、表 3・11 のような計画を行う。これは小規模で設計計算に必要な定数が解っていないような場合、これのみで計画するとき用いたり、また先述のように計算と並列的に取り扱う時の経験的判断の資料とするものである。

$$hst = \frac{\alpha}{2g\phi} \left(\frac{t}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{Q}{LD\pi\delta\beta} \right)^2$$

ここで、 g ：重力加速度 9.8 m/sec^2

Q ：揚水量 m^3/sec

D ：ストレーナーの口径 m

L ： " の長さ m

t ： " の線材の太さ mm






b ：スリット間隔 mm

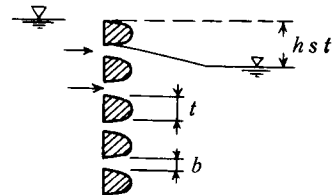
α ：断面形状係数

δ ：ストレーナー開孔率

β ：閉そく率 $= c/\xi^2$

ξ ：フィルターの均等係数

					
$\alpha =$	1.79	1.83	2.2	2.3	2.42



また、 $c = \begin{cases} \text{有効粒径} & 1.1 \sim 1.2 b \text{ に対し} & 0.2 \\ \text{"} & 1.5 \sim 1.7 b & 0.25 \\ \text{"} & 2.0 \sim 3.0 b & 0.3 \end{cases}$ ϕ は、フィルターの形状係数で

$\begin{cases} \text{角ばったもの} & 0.8 \\ \text{丸味をおびたもの} & 0.9 \\ \text{球体} & 1.0 \end{cases}$

図 3.42 深井戸ストレーナー計算説明³⁰⁾

表 3.11 適合度と施工計画

適合度	施 工 計 画		
1	他工法の切り換え		
2～4	施工上の注意	揚 水 装 置	ウェルポイントのピッチ
	ジェッティング、サンド フィルターの形成を極 めて入念に。	透水性大きい条件では、揚水ポンプ の能力を大きく。1本あたり 0.3～ 0.6KW。透水性小さい条件では、真 空ポンプ能力を大きく。1本あたり 0.2～0.5KW。	0.5 m 以下
5～7	上に準ずる。	40～80 m に 1 組	0.5～1.5 m
8～10		80～100 m に 1 組	1.5～3 m

3・3 水位低下工法の施工について

3・3・1 ウェルポイント工法における要点

ウェルポイント工法の施工における要点は、次の4点であるというのが著者の見解である。

- (1) ジェットティングの際良いサンドフィルターを作ること
- (2) ジョイントから空気を入れない
- (3) セパレータータンクの機能
- (4) 真空ポンプの排気量

わけても(1)のジェットティング問題が死活を制するといっても過言でなく、特に土層変化の激しい場合、シルト・粘土含有率の高い場合、この影響は著しく大きい。

(1) ジェットティングでの問題

水のセルフジェットティングによりウェルポイントは地盤内に設置されるが、上から下までほぼ同程度の径（通常15cmφ）のサンドフィルターが形成されていることが要訣である（図3・43）。一般に粘性土層は単純なジェットティングでは小さい孔しか開けられず、これが非常に悪影響を及ぼすのである。

通常よく発生する失敗の原因を見ると次のようなものが多い。

- 孔内の洗浄不十分のためサンドフィルターに粘土塊などが混る。
- 粘性土において小径のフィルターしかできていない。
- ジェットティングの水量・水圧不足。
- サンドフィルターの粒度不良。

これらに対して、著者は次のような対策が肝要であると考える。

- 洗浄水がやや透明に近くなる程度に良く洗う。
- 粘性土層がある場合は（たとえ数mm程度のシームでも）15cmφのカッターで先に削孔しておきその後、通常のジェット作業に入る。
- ウェルポイント頭部で圧力3～6kg/cm²，水量0.5～1.0m³/minの送水を確保する。

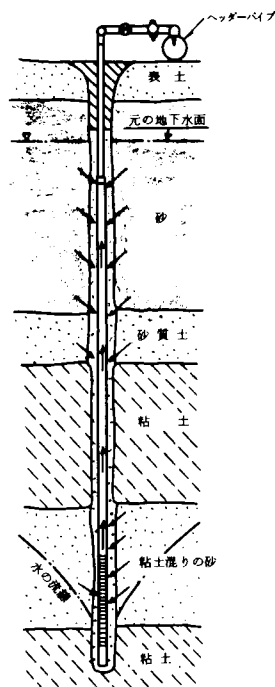


図3・43 ウェルポイントの縦断面

○ サンドフィルターは周辺の土層の粒度により変え、通常いわれている次の原則に従う。

$$4 \times S_{85} > F_{15} > 4 \times S_{15}$$

S_{85}	土層の 85 % 通過粒径
S_{15}	" 15 "
F_{15}	サンドフィルターの 15 % 通過粒径

なお、地上配管などは後で手直し可能であるが、設置の失敗はそれが出来ないのも、より慎重さを要求されるのである。

よく発生する失敗の形態を図 3・44、3・45 に示す。

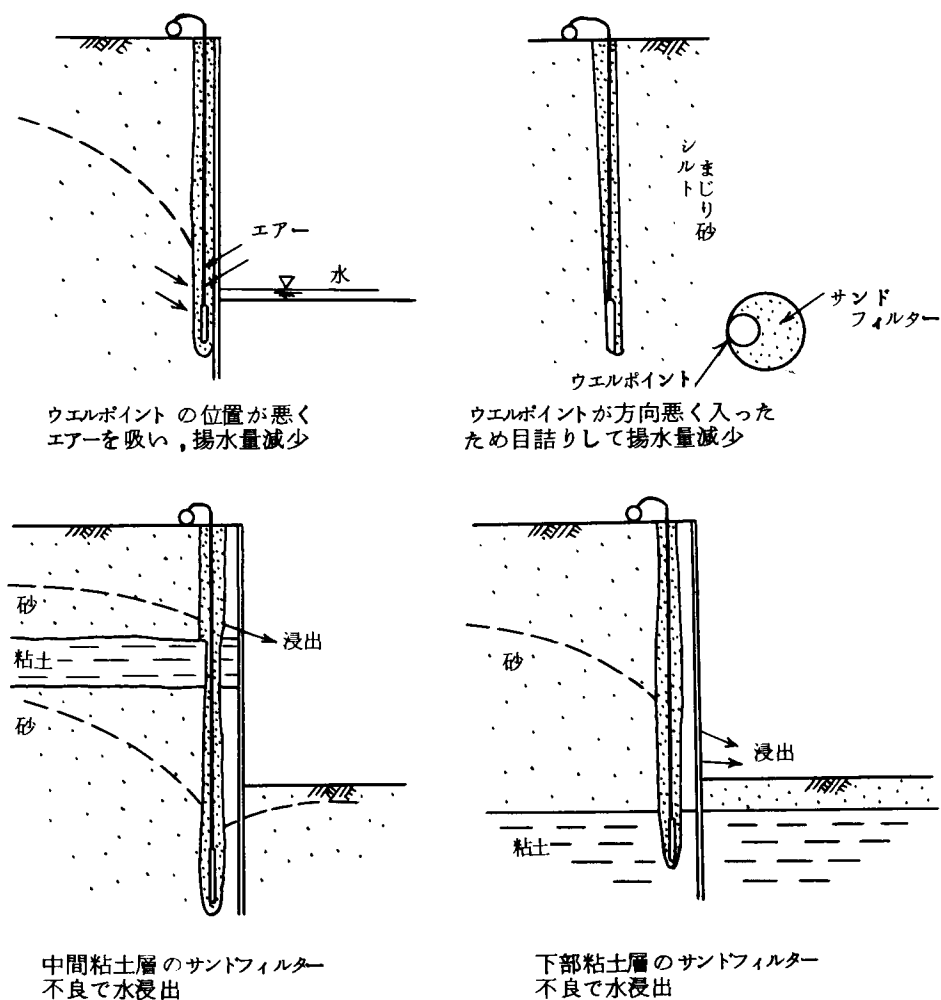


図 3・44 失 敗 例

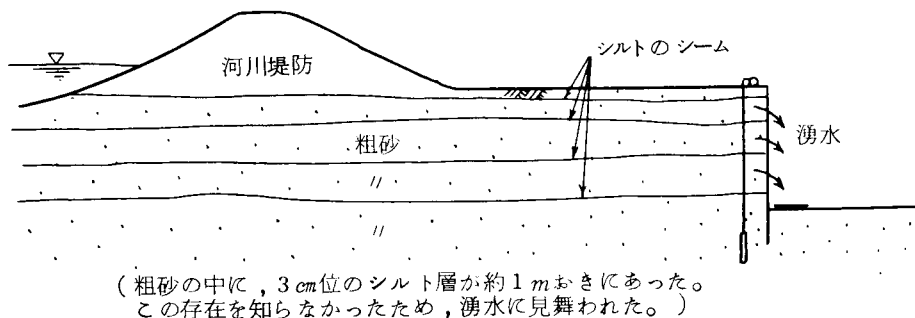


図 3・45 失 敗 例

(2) ジョイント

ウェルポイント工法の配管には数多くのジョイントがあり、注意を怠ると空気が侵入する。特に地盤改良の場合は沈下を伴うので、この問題が多い。わずかの個所からの侵入でも揚水装置の吸引力を低下させ、全体に影響するので注意が肝要である。パッキング材やシール剤を適切に用いると良く、著者らは先の例に述べたように、長期に亘る揚水の場合には、ジョイント部の溶接によってこれを防いだ。

(3) セパレータータンクの機能

ここで空気は真空ポンプへ、水は揚水ポンプへと分離が行われるのである。この機能が不充分の時、特に地盤改良工法では一般に高真空が要求されているので、両ポンプの機能が低下してしまうのである。ここで気泡が充分浮上し、揚水ポンプの方へ流れ込まないこと、適切なフロートバルブを持つことが肝要である(図 3・46)。

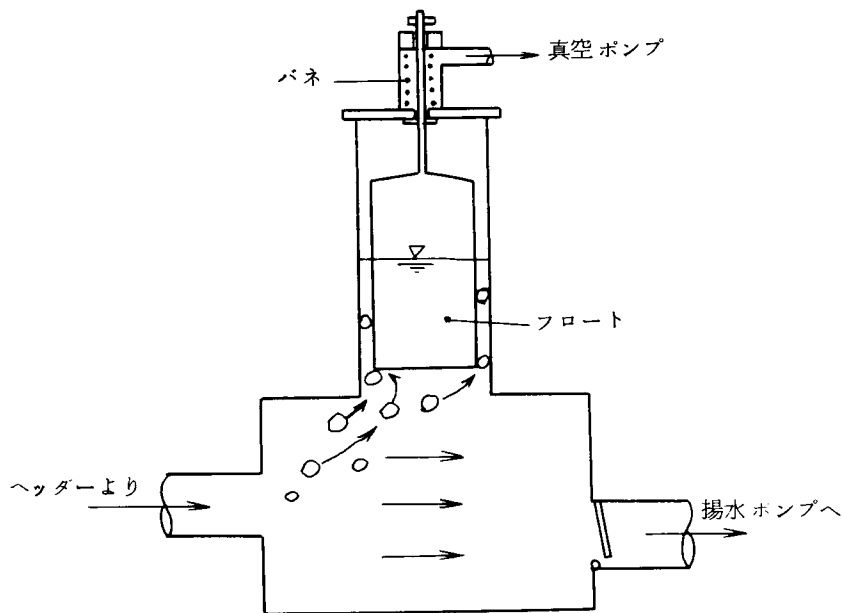


図 3・46 セパレータータンク断面

(4) 真空ポンプの排気量

気体の混入は大別して次のような発生源があると考ええる。

- a) 配管のジョイントより侵入
- b) ウェルポイントよりの侵入
- c) 溶存ガスの気化

この中のc)は不可避的なものであるが、a)は先述の通り注意すれば防ぎ得る問題である。b)は設置深度を適切にすることによりかなり避けられる。しかしながら、経験的にウェルポイント工法は多量の気体を吸うもので、注意しないと必要な真空度を維持出来なくなる。先に概略の真空ポンプ必要量を示した通り、充分の容量を使用しないと地盤改良のための本工法は成立しない。一般にこれを充分使わず成果を挙げていない例によく遭遇するのである。表 3・12 に一般に使われる真空ポンプの排気量と原動機力との関係を示す。

表 3・12 回転型真空ポンプ排気能力表

型 式	使用電動機 (K W)	排 気 量 m^3/min	
		吸込側絶対圧力 40mmHg	同 60
J B - 1 5 1 0	3.7	—	0.1 2
J C - 2 1 1 4	7.5	0.3	1.2
J E - 2 1 2 1	11	0.5	2.0
J F - 3 2 1 6	15	1.0	3.5
J H - 3 2 3 0	22	2.0	6.5

3・3・2 深井戸工法における要点

この工法においても、ストレーナーとグラベルフィルターが最も重要な問題であると考えるのでこれについてのみ述べる。

この部分は本質的にいって、水は通過し易く、土は通過しないで、かつ側圧に耐える強さを持つことが要求される。したがって、ストレーナーの開孔率は必要な強さの範囲で、充分大きいことを要求される。

グラベルフィルターも先のウェルポイントと同様に、周辺土層の粒度との関係における原則が必要である。

伝統的にストレーナーを重視しているドイツの井戸の例を図 3・47 に示す。この例は永久井についてのものであるが、フィルターの中でも内を粗く、外を細いものに配するという手段を講じて、上述の原則をより良く達成しようと計っているのである。

著者の経験では、削孔手段としては泥液を用いる作井機よりも、清水を用いたケーシング掘り例えばベント法によったものの方が良い井戸の出来る確度が高いようである。

また、ストレーナーに網を用いる場合は、合成樹脂材のものより金属製の方が優れている。前者は地下水中の土粒子などを吸着し、収水機能の低下を来すことが多いためである。

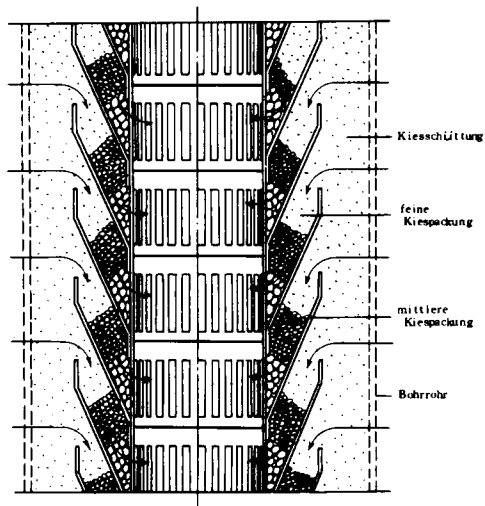


図 3・47 ドイツの井戸の例³¹⁾

3・3・3 観測・効果点検

本工法による観測と効果点検は次のような観点から行われるのが原則である。

- (1) 水位低下の状況点検
- (2) 土層の改良状況点検

この中(2)については、水位低下により掘削底面などの表部の改良を行うのが目的であるときは一般の土質調査法、例えば標準貫入試験やコーンテストなど現位置試験法によって点検することが出来る。深部を含む改良の場合は次章の鉛直ドレーンと併用させるのが通常であり、改良効果そのものの点検は次章でまとめて述べることにする。

(1)の水位低下の状況点検は、以下のように水位観測井、揚水量、真空度測定などがその主要なものとなる。この中深井戸工法では真空度は測定しない。

水位観測井は、調査の所で述べたような構造で、透水層の時々刻々の水位を忠実に示すものであり、対象区域に適当に配置しておくのである。揚水量は揚水機の吐出口から三角ノッチなどの流量測定器で測定を行う。ウェルポイント工法の真空計は、真空ポンプ・セパレータータンク・ヘッダーパイプに取り付けこれを1日数回読み取る。ヘッダーパイプの真空度が効果点検に最も関連深いものである。水位観測井の測定結果は、低下水位を断面図や平面図のコンターで示して低下状況を考察する。揚水量はこれを経時変化のグラフにしてゆくと、揚水機の機能低下や先端目詰りの現象を発見出来る。真空度は先述の計画のような必要真空度が発生しているかどうかの点検に用いる。

表 3・13， 3・14 は水位低下工法の不良の場合，よく生ずる主原因とその時の揚水量・真空度の状況と，原因を直す対策の一覧表である。

表 3・13 不良原因と対応策（ウェルポイント工法）

	原 因	全揚水量	真 空 度	対 策
水 位 低 下 不 良	ウェルポイント数不足	×	○	増 設
	深 さ 不 足	×	○	再設置
	目 詰 り	×	○	再設置
	ジョイント不良	×	×	締め直し
	セパレータータンク不良	×	×○	取り替え
	揚 水 ポンプ 不良	×	×	取り替え，追加
	真 空 ポンプ 不良	×	×	取り替え，追加

表 3・14 不良原因と対応策（深井戸工法）

	原 因	揚 水 量	対 策
水 位 低 下 不 良	井 戸 数 不 足	×	増 設
	深 さ 不 足	×	再設置
	目 詰 り	×	再設置
	ジョイント不良	×	ジョイント直し
	揚 水 ポンプ 不良	×	取り替え

効果点検のため諸観測の実例として，先に調査の所で取扱った大阪市南港での実施状況を示す（図 3・48）。

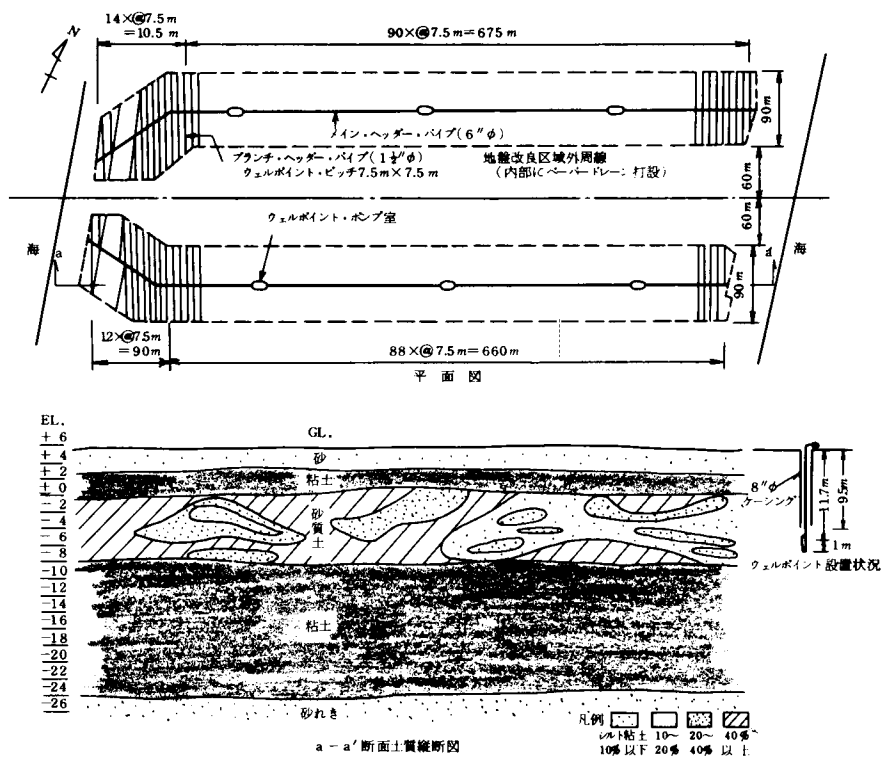


図3・48 大阪市南港1・2区間ウェルポイント工事の概要

工 事 の 概 略

水位低下対象面積	138,000 m ²
透水層の平均深さ	GL-8m~-12.5m
ウェルポイント本数	3,183本 (7.5m×7.5mピッチ)
真 空 ポ ン プ	22KW×12台 (他に予備6台)
揚 水 ポ ン プ	7.5KW×12台 (他に予備6台)

この工事の特長は、

- (1) 先述のように入念な調査を行っていること。
- (2) ジェットイングが入念な方法を採用している。
- (3) 真空ポンプの大型を使っている。
- (4) ジョイント部を溶接している。
- (5) 揚水ポンプのみを地盤より約2 m低くした。

観測設備の概要

水位観測井	61ヶ所
揚水量測定	各ポンプに1個　計12台
真 空 計	真空ポンプ、セパレータータンク、ヘッダーパイプに取付け、 計36個

観 測 結 果	(図 3・49～3・51)
水位低下平均	地盤より8 m, 最小部7.7 m, 最大部9.3 m
低下時間	約10ヶ月
ヘッダー末端真空度	630～680 mmHg

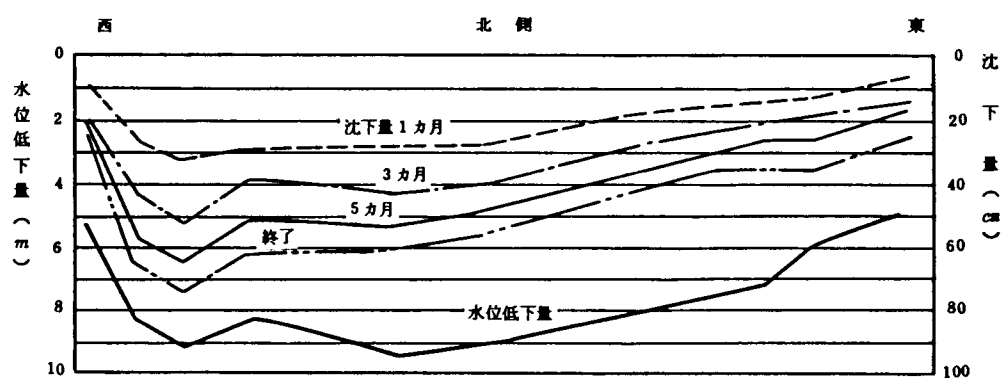
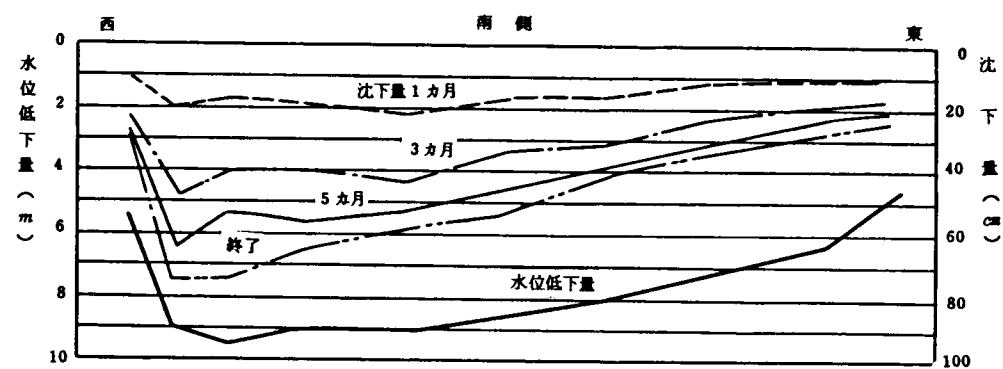


図 3・49 水位低下量と沈下量（大阪市南港）

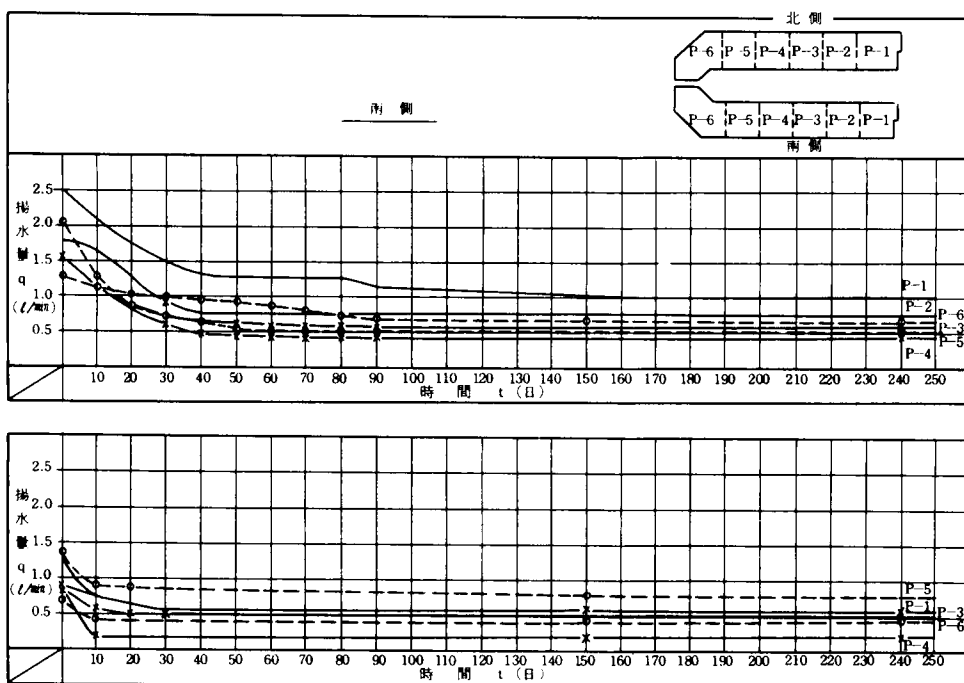


図 3・50 揚水量曲線 (大阪市南港)

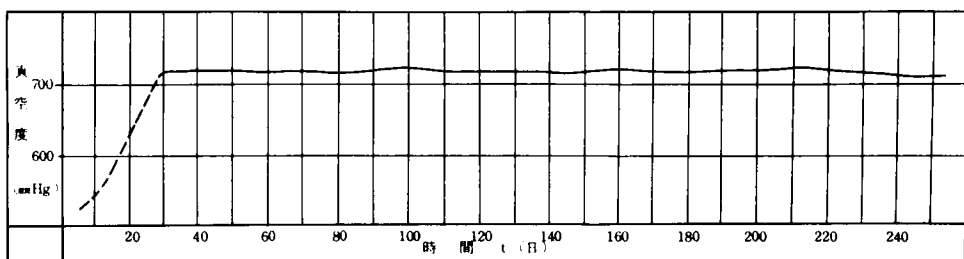


図 3・51 真空度計測曲線 (同上)

3・4 結 語

水位低下工法で最も一般的なものはウェルポイント工法と深井戸工法である。そしてこれらの工法は、地盤の型としては、主として下部に透水層を持つ粘性土地盤に適することを説明した。なお、両工法の相違は透水層の透水性と、低下必要深さによることを説明した。

これらの工法が、どのような条件の時、適合性があるか難易度はどうかという問題については従来は単一土層の粒径加積曲線でのみ論じられて来た。その不十分さを指摘し、著者の見解は、土層配列を主にした地盤の型・透水層の水理条件・透水性・揚水井配列・低下深さ・細粒土含有率など多角的な観点から勘案する必要があること、わけても前二者が重要であることを説明した。

事前調査においては、これらの観点に基づいて諸要素を明らかにしておくことの必要性、特に土質調査のやり方、透水試験のやり方についての著者の見解を述べた。主な点はシームなどを含む地盤の全体像の把握の必要性、揚水試験が最も精度の高いことなどである。

水位低下工法の設計手順においては、地下水学的な水理計算と、経験的な適合表による評価を並行させると良いという見解を述べた。計算手順においては全体としての必要揚水量をまず求め、それを1本あたり揚水能力で割り必要本数・ピッチを算出する順が便利である。1本あたり揚水能力については透水係数との関係で実測値から求めた著者の測定値が有用であると考えた。

施工法において、ウェルポイントの場合、その設置時のジェットニングが最重要であり、次いでジョイントの密閉、セパレータータンクの気水分離能力、真空ポンプの排気能力などが重要点であることを示した。また、深井戸工法でもグラベルフィルターを含むストレーナー構造が最重要であることを指摘した。

これらの諸点に留意した大阪市南港での例を、その調査・施工にわたって示した。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎, 河野伊一郎: 「地下水位低下法」, 鹿島出版会, 1970, P-7.
- 2) 石井靖丸訳: 「チェボタリオフの土質工学, 下巻」, 技報堂, 1958, P-114.
- 3) 中堀和英: 都市地下工事と地下水低下工法, 土質工学会関西支部都市地下工事講習会テキスト, 1971, P-4.
- 4) 中堀和英: 地盤の型と地下水低下工法, 土質工学会第1回研究発表会, 1966, PP-29~32.
- 5) Leonards, G.A.: "Foundation Engineering", McGraw-Hill, 1962, P-123.
- 6) 本間仁編: 「応用水理学・上」, 丸善, 1957, P-185.
- 7) 中堀和英, 山本嘉一郎: ウェルポイント工による水位低下難易の要因分析, 土質工学会第14回研究発表会, 1979, PP-1109~1112.
- 8) 土質工学会監修: 「土質工学ハンドブック」, 技報堂, 1975, P-969.
- 9) Symposium of Permeability of Soils, ASTM, 1954, Special Technical pub. No.163, P-15.
- 10) Nakabori, K.: Some Observations on Dewatering, 3rd ACSMFEE, Haifa, 1967, P-164.
- 11) 中堀和英, 諏訪靖二: 粒度からの透水性と現地試験との関係, 土木学会講演会, 1970, III-143.
- 12) 庄司力偉: 「堆積学」, 朝倉書店, 1971, P-207.
- 13) 山本荘毅: 「地下水調査法」, 古今書院, 1957, P-49.
- 14) 土木学会編: 「水理公式集」, 1971, P-371.
- 15) 赤井浩一: 「土質力学特論」, 森北出版, 1974, P-115.
- 16) 文献3)のP-3.
- 17) 土質工学会編: 「土質調査編」, 1972, P-333.
- 18) Milligan, V. Field Measurement of Permeability in Soil and Rock, Insitu Measurement of Soil Properties, Vol.2, ASCE, 1975, P-25.
- 19) 中堀和英: 土質調査に伴う簡便な地下水調査の一例, 土と基礎, Vol.5, No.1, 1957, PP-13~17.
- 20) 中堀和英: 岡山県庁舎基礎ウェルポイント工事の調査と計画, 土と基礎, Vol.3, No.9, 1955, PP-33~40.
- 21) 中堀和英, 諏訪靖二, 岩崎宏: 大規模地下水低下工のための事前調査, 土質工学会第6回研究発表会, 1971, P-13.
- 22) 酒井軍治郎: 「地下水学」, 朝倉書店, 1965, P-340.
- 23) 文献5)のP-321.
- 24) 中堀和英: 地下水低下工法, 土木学会関西支部掘削土留講習テキスト, 1972, P-18.
- 25) 文献22)のP-344.
- 26) 同 上 の P-343.
- 27) 文献24)のP-7.
- 28) 中堀和英: ウェルポイントのピッチ決定に対する一考察, 土と基礎, Vol.9, No.4, 1961, PP-30~34.
- 29) 中堀和英編著: 「地盤改良の調査・設計から施工まで」, 土質工学会, 1978, P-144.
- 30) 福川豊: 「実用深井戸工学」, 政府刊行サービスセンター, 1966, P-61.
- 31) Bieske, E., "Bohrbrunnen", Oldenbourg, 1953, P-200.

第 4 章 鉛直ドレーン工法についての研究

4・1 緒 言

粘土地盤の沈下やすべり破壊の問題は、多くの人々の長い経験から観察されて来たが、欧州特に北欧諸国では、かなり古くから積極的な研究が行われていたようである。例えば、スウェーデンでは特有の氷河粘土による地すべりや構造物の沈下と取り組み、早くからその試験のために良質のサンプルを採取する努力を行っている。あるいは、構造物の長期間にわたる沈下観測も古くから行っており、その現象の解明を定性的には1800年代初めの頃には始めているし、1918年頃には初歩的な圧密試験器を作り出している¹⁾。

圧密現象の定量的解明は1923～1925年にテルツァギによってなされたことは、著名なことであるが、その詳細については省略する。この理論の帰結となっている、粘土層の圧密速度が排水距離の2乗に反比例するということは、鉛直ドレーン工法の有用性を示唆することとなったのである。このような上下方向の1次元圧密理論をさらに応用的に発展させたものとして、中心にドレーン体を持ちそれに向って放射状に水が流れる場合、すなわち、鉛直ドレーン工法の場合の圧密理論がグローバー (Glover) らによって研究され、1948年のバロンの論文によって確立され、今日も使用されている²⁾。

鉛直ドレーンの材料やその施工法については、スウェーデン国立地質研究所のチェルマンが研究し、当初は木材繊維を使っていたが、やがて溝付張り合せのカードボードに到達し、1948年国際土質基礎会議に発表している。すなわち、カードボードドレーンまたはペーパードレーン工法と呼ばれているものである。しかしながら、特許上の問題もあって、大量に使われ出したのは米国においての砂を用いたサンドドレーン工法である。1926年にモラン (D.E.Moran) が米国の特許を得、1930年頃から折りしもハイウェイの建設期に当り、コンサルタントのポーター (O. T. Porter) の指導でそれらの盛土基礎の地盤改良に大いに使われた。大型のタワークレーンでケーシング打込式施工法が主流であった³⁾。

我が国でのこの工法の歴史は浅く、1・3に述べたように1930年に計画が現われ始めている⁴⁾。しかしながら、第2次大戦後、欧米の資料が入手されてから、急激な勢いで使用され始めたのである。まず、1952年長崎港岸壁、岡山県金浦道路などでサンドドレーン工法が用いられ、ついで名神高速や東名高速、そして国鉄の新線建設に用いられた。

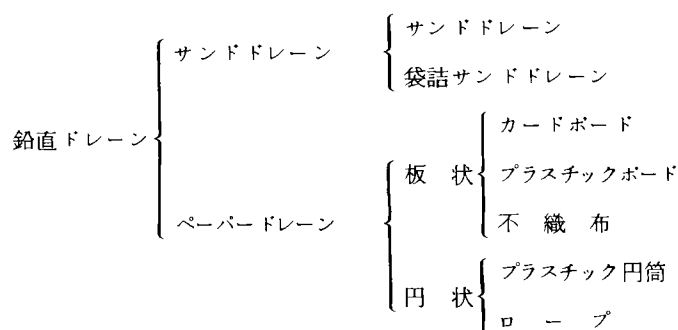
ペーパードレーン工法は1963年福山市沖の埋立地で使われ始め、以後急速な需要をみたのである。

両工法ともその後は、臨海埋立地の地盤改良に極めて多い実績をもつに至ったのである。それと共に、その材料・施工法も数多く研究され、今日では初期とはかなり異った発展の成果に達し

ている。

鉛直ドレーン工法を、主としてその用いる材料によって分類してみると、表4・1 のようである。

表4・1 鉛 直 ド レ ー ン の 分 類



サンドドレーンの直径は、10 cm～45 cm 程度であり、後述のようなケーシング打込式のものは40 cm前後、袋詰サンドドレーンでは12 cm前後、水ジェット式のものでは20 cm前後が多く使われている。

ペーパードレーンの初期のものは、巾100 mm、厚さ3～3.5 mm程度、最近多く使われている、プラスチック・ボード系のもものでは3 mm前後のものと、ずっと薄い1 mm程度のものもある。不織布やローブ類の寸法はまちまちであるが、前者は8 mm程度、後者は30 mmくらいが多い。

鉛直ドレーンの長さは、実例としては20 m以下が殆んどで、稀に30 m、非常に特殊な例として欧州では40 mのものがある。

4・2 鉛直ドレーン工法の計画・設計法について

4・2・1 使用法の分類

鉛直ドレーン工法の使われ方は、大体図4・1のようなものに分類出来る。もちろん、これらを併用して使う場合もあり得る。例えば、(b)または(c)に対し、同時に(a)を併せて用いる場合がありこれらは次章で実例を挙げて考察した。

また、粘土層－透水層という土層配列に対しては、(c)工法が適合しているし、透水層－粘土層に対しては(b)工法が適合し、この両方が前章で述べた水位低下法に適合しているのである。(d)の工法は、透水層が存在しないとき、すなわち、粘土層のみの場合にも可能であり、(a)はいずれの

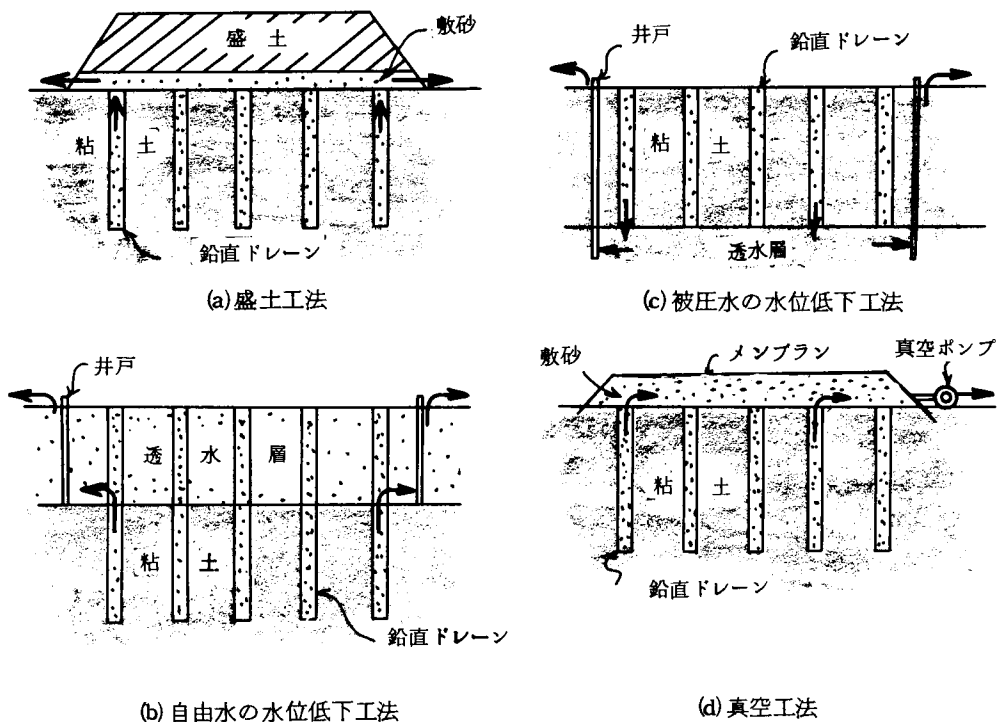


図 4.1 鉛直ドレーン工法の使い方

場合にも使い得る。ここで、(b)、(c)、(d)は何らかの機械力を用いた強制脱水の部類に属し、(a)は自然脱水に属するものといえるのである。

図で矢印の方法は脱水の方向を示したものである。

いずれの場合も、粘土の間隙水は、鉛直ドレーンの極く頂部付近を除いては、先ず鉛直ドレーンの中に流れ、それを通じて透水層や敷砂に流れ込み排出されていくのである。

すなわち、鉛直ドレーンの頂部や先端部という特殊部分を除くと、一般部の間隙水は水平に流れて鉛直ドレーンに向うものと考えられる。この解析には、水平放射状の水の流れを考えた圧密理論が適用できる理由である。

4・2・2 従来調査法の問題点

(1) 粘土中の砂シームの無視

粘土中の薄い砂のシームは、試料引抜き取出し時点に観察することが出来る。我が国の沖積粘土や人工埋立粘土層は、2・2に述べた理由により、このような砂シームをしばしば多く挟在させている(図4・2)。しかしながら往々にして、これらの観察記録が脱落していることが従来の調査には見られるのである。すなわち、著者のいうシーム型地盤を均一型として見誤り易い傾向が多い。砂の透水係数は粘土のそれより、一般に $10^4 \sim 10^6$ 倍もの値を持ち、圧密速度に決定的な影響を与えるのである。

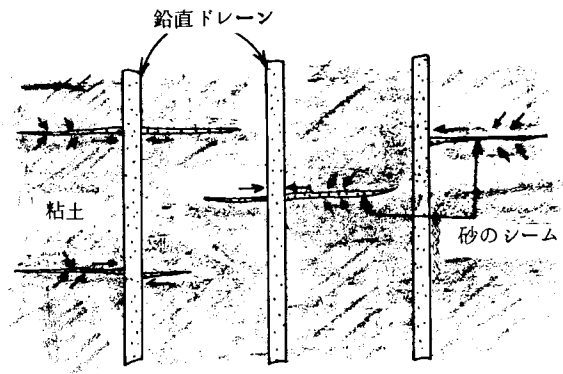


図4・2 砂シームの影響説明

持永も圧密沈下の計算値と実測の比較を行い、砂シームの存在を考慮する必要があることを述べている。⁵⁾

(2) 土性変化の無視

粘土の堆積環境の変化によって、一見均一のように見える粘土層も、一層の中でかなりの土性が変化していることが多いのである。5・4の例にも示すように、沖積粘土層においては、例えば縄文海進の影響もあって、下部から2/3付近で非常に小さいC_v値を持っているような場合がある。

4・2・5の解析法において示すように、この変化形態を無視して均一型地盤として解析した例も多く見られるが、これはドレーン先端決定にかなり判断を誤らせる結果となるのである。

(3) 地下水位測定の不備

ボーリング中の孔内測定においては、しばしば地下水位の誤認を与えている。前章でも述べたように孔内泥液面を地下水位として錯覚されていることがしばしば見られるのである。

4・2・3 鉛直ドレーン設計の基本式

鉛直ドレーンが円形断面である場合についてまず示す。^{2) 6)}これらは正三角形または正方形に配置されるが、いずれも1本のドレーン体の分担をそれらの中間までと考え、分担面積を正六角柱、正四角柱と考える。そしてこれらを断面積の等しい円柱に置き換え、これを有効円と称し d_e で現している。幾何学の原理から、ドレーン間隔 d に対し、正三角形配置のとき $d_e = 1.05 d$ 、正方形配置では $d_e = 1.13 d$ となる。

そして、鉛直ドレーンの直径を d_w とすると、

$$n = \frac{d_e}{d_w} \dots\dots\dots (4 \cdot 1)$$

というような比で現す。

解析は図4・3のように中心に円筒ドレーンを持つ円柱の、水平放射流としてバロンらによって解かれた。

すなわち、テルツァギの一次元圧密方程式をレンドリック (Rendulic) が3次元に拡張した式として次式が導かれる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_h \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 2)$$

ここで、

$$C_v = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_v}$$

(鉛直方向の圧密係数)

$$C_h = \frac{k_h}{\gamma_w \cdot m_v}$$

(水平方向の圧密係数)

u は間隙水圧、

(γ_w は水の比重、 k_v 、 k_h は鉛直・水平方向透水係数)

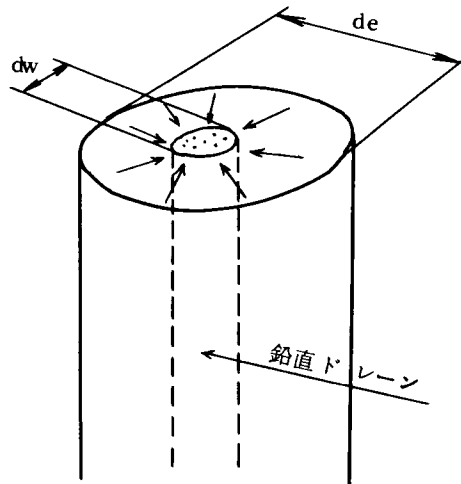


図4・3 鉛直ドレーン解析の説明

いま、水平方向のみに着目した場合には、

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 3)$$

が基本的微分方程式である。

これを、 m_v ：一定、 k_h ：一定、 C_h ：一定として求めた解が次のような値である。

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{4u_0}{d_e^2 F(n)} \left[r e^2 l_n \left(\frac{r}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \cdot \exp \left\{ \frac{-8T_h}{F(n)} \right\} \\ F(n) &= \frac{n^2}{n^2 - 1} l_n(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \\ T_h &= \frac{C_h}{d_e^2} t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 4)$$

さらに平均圧密度として、 U は次の式で与えられる。

$$U = 1 - e^{\frac{-8T_h}{F(n)}} \dots\dots\dots (4 \cdot 5)$$

このような解の、 n をパラメーターとして、 U と T_h はバロンの図表として広く慣用されてきた。高木は具体的にこの図表を使い易いものとして示している。⁷⁾

4・2・4 m_v と k が変化する場合の計算法

前項の従来から使われてきた解法においては、圧縮率 m_v ：一定、透水係数 k ：一定、従って C_h ：一定という条件が前提である。しかしながら、現実の粘土地盤は、後述の実例にも示すように、それらは圧密の進行とともに変化するものが多いのである。特に埋立地盤のように、間隙比の極めて大きいいわゆるへどろ状態から出発する時には、その変化は特に著しい。⁸⁾

著者は、 m_v や k が有効応力に応じて変化し、 C_v は一定である場合について、ダルシーの法則と連続の式に立ち戻り、これから導いた微分方程式を、差分法でコンピューターを用い計算することを試みた。

ここでは、 $k_v = k_h$ 、 $C_v = C_h$ であるとし、それぞれ k 、 C_v で現わす。

ダルシーの法則と連続の式より、

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{\partial (k \frac{\partial u}{\partial r})}{r_w \cdot \partial r} + \frac{k}{r_w} \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{1}{r_w} \frac{\partial (k \frac{\partial u}{\partial z})}{\partial z} \dots\dots\dots (4.6)$$

が成立する。ここで

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = -m_v \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad \text{であり,} \quad \frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0 \quad \text{と考えることにより,}$$

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = m_v \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \dots\dots\dots (4.7)$$

となるので、

$$m_v \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{r_w} \frac{\partial (k \frac{\partial u}{\partial r})}{\partial r} + \frac{k}{r_w} \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{1}{r_w} \frac{\partial (k \frac{\partial u}{\partial z})}{\partial z} \dots\dots\dots (4.8)$$

このとき、 m_v と k 一定とすれば、この式は、

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \dots\dots\dots (4.9)$$

となり、レンドリックの式と一致する。

著者は4・8式を直接差分化し、コンピューターを用いて計算することを試みた。^{9) 10)}

大阪南港の実例を用い、図4・4のようなモデルにおいて、従来のバロンの図表を用いた場合と著者の計算とを比較した。それらは、表4・2に示す通りである。従来の方法では、 m_v 一定、すなわち、応力・歪が線形であるとしているので、応力の圧密率 U_p 、歪の圧密率 U_ϵ とに区別はしていない。著者の方法によったものは、この二つを区別して求めることが出来るのでそれらを示した。

また、この方法は多層型地盤の場合にも、計算が可能である。先にも述べたように、我が国の堆積層は層相変化が極めて激しいのであるが、このような複雑な場合にも応ずることができる。そのような例を次に示す。計算モデルは図4・5に示す通りで同じく大阪南港である。これに適用したものと、多層型地盤の各土層を別個にバロンの図表から計算し、相互間の水の流出入を無視した従来のやり方とを比較

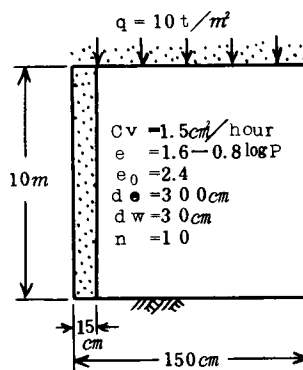


図 4・4 南港粘土における計算条件

したのが、図 4・6 である。著者の方法では、このような複雑な地盤の場合に対しても、応力の圧密率、歪の圧密率とに分けて算出することが出来るのである。

T_h	今回の方法		従来の方法 (高木表) $U_{e,p}\%$
	$U_e\%$	$U_p\%$	
0.0008	1.9	1.0	1.6
0.004	4.9	2.3	4.3
0.008	7.7	3.4	6.9
0.04	24.0	9.8	21.3
0.08	39.8	17.6	34.2
0.16	61.6	34.7	56.1
0.2	69.1	43.2	64.0
0.4	89.2	75.1	86.1

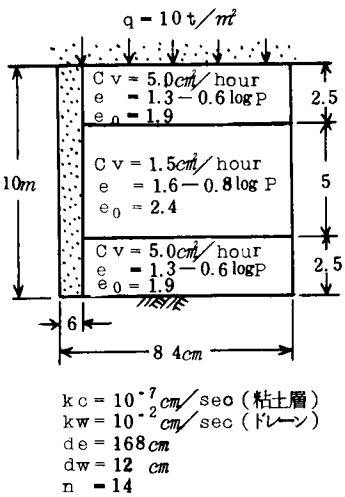


表 4・2 m_v, k 変化ドレーン圧密計算値

図 4・5 多層型地盤の場合の計算条件

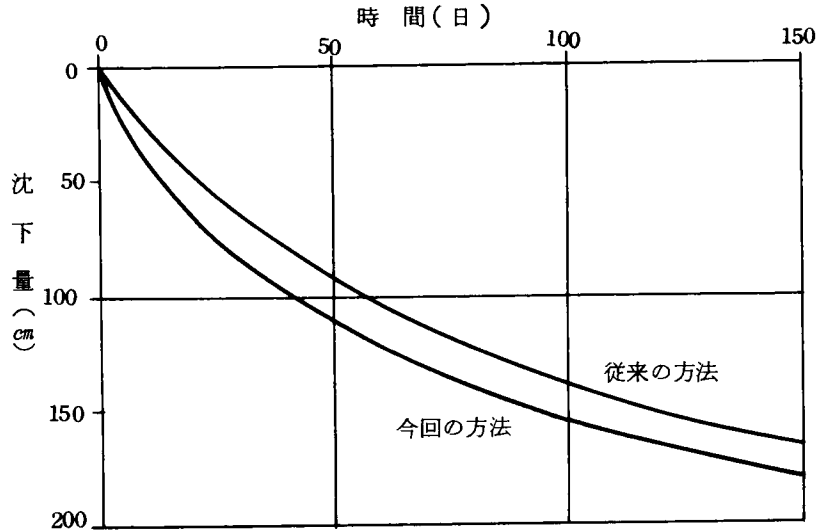


図 4・6 時間 - 沈下比較図

4・2・5 不貫通ドレーンの場合の計算法

粘土層がかなり厚い場合、鉛直ドレーンがその下端面まで貫通しない、いわゆる不貫通の場合の計算について考察する。このような条件は、工費の面からと、ドレーン打設機械の能力から、ある深さで打ち切られる場合のものである。

従来の計算では、このような条件に対しては適切な方法は無く、苦肉の策として、ドレーン部はバロンの方法で、その下のドレーン無し部は一次元圧密で行って加算するなどの方法をとっていた。しかしながら、この方法は境界条件の相違を無視して合成した不合理なものであるといえるのである。

現実に粘土の圧密特性が、図4・7のような変化した地盤、このような分布は、日本の沖積粘土でしばしば遭遇するのであるが、丁度 C_v の値の極小値付近においては、ドレーン長1 m 程度の相違でも圧密速度にかなりの変化を与えるのである。また、埋立造成地での構造物建設時期の設定、残留沈下の算出と、工費との関連に微妙な影響を与える結果となる。

著者の計算法は、このような問題に対し、従来よりかなり精確に圧密進行の予測をなし得るのである。¹¹⁾

計算の方法としては、次式を差分法によってコンピューターを用いて解いていくやり方である。

基本式

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

..... (4・10)

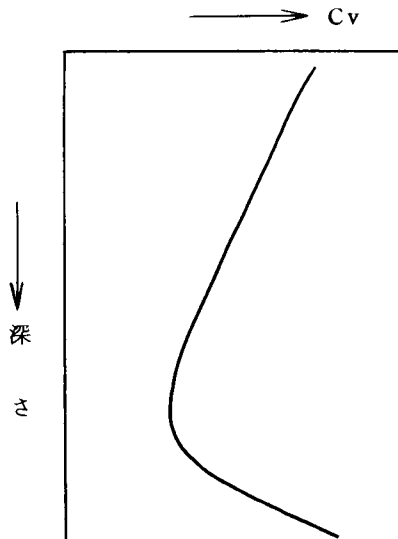


図4・7 C_v の変化の例

そのやり方は、次のような具体例で以て示す。

地盤モデルとその地盤定数、差分のメッシュ割りは図4・8に示す通りである。この例の計算結果は、図4・9に示す。

従来のやり方、すなわち、ドレーン部をバロンの図表で、その下は1次元圧密の片面排水または両面排水の条件で求め合成したものとの比較は、表4・3、図4・10の通りである。

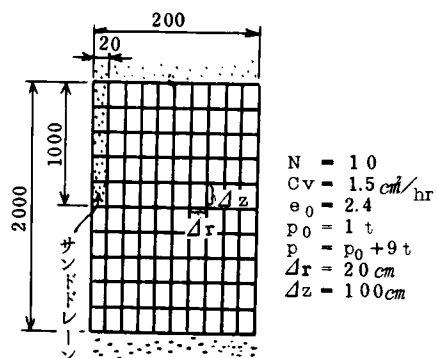


図 4・8 地盤モデルと差分計算における
メッシュの切り方 (単位 cm)

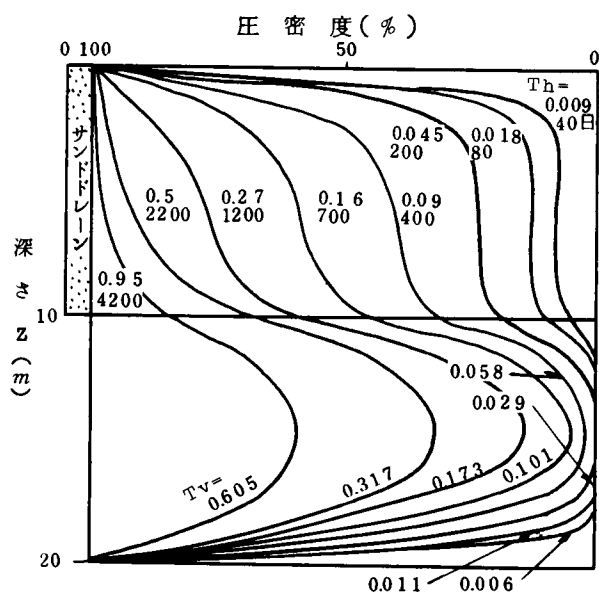


図 4・9 今回の方法による計算結果

表4.3 計 算 結 果

日数 日	U平均圧密度(ドレーンなし部)		
	今回の方法	従 来 の 方 法	
		一 次 元 (両面排水)	一 次 元 (片面排水)
40 日	7.9 ‰	8.5 ‰	3.6
150	10.0	16.5	8.0
200	11.0	19.0	9.4
400	16.0	26.5	13.4
700	24.4	35.5	17.8
1,200	36.7	47.5	23.4
2,200	54.0	65.0	31.7
4,200	74.0	75.0	43.7

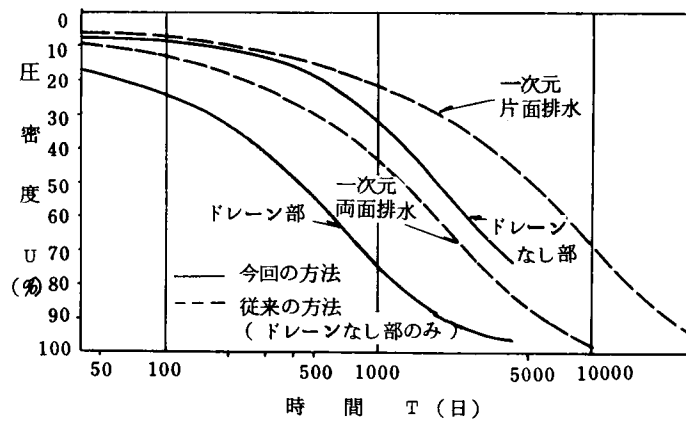


図4.10 今回の方法と従来の方法のドレーンなし部における圧密度—時間の比較

さらに両方法の比較を，1,200日，4,200日の圧密度で行ったものを図4・11，4・12に示す。
これを見ると，ドレーン先端付近での従来法の様相は不連続となり極めて不合理なことがわかるのである。

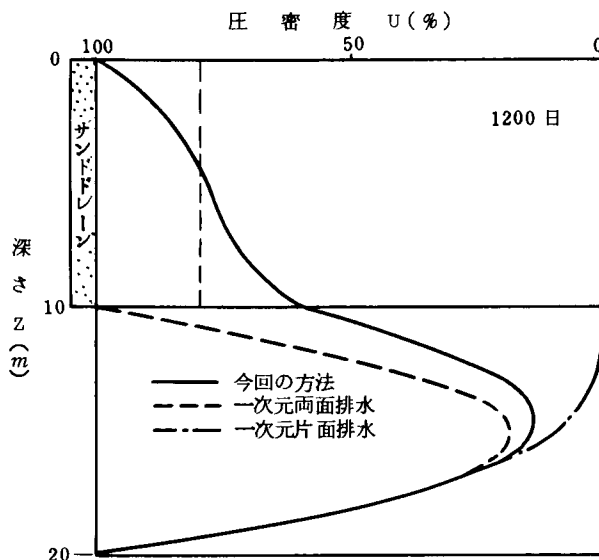


図4・11 1,200日目における3方法の圧密度の比較

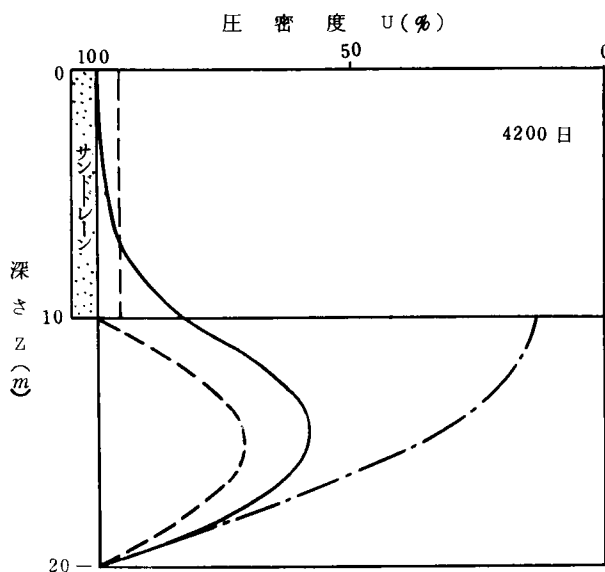


図4・12 4,200日目における3方法の圧密度の比較

4・2・6 調査法についての見解

鉛直ドレーン工法のための地盤調査においては、上の解析法からも察せられるように、次の諸点が特に留意しておく事項である。

粘土に挟まれた砂シームやパイプなどへの注意は前に述べたが、これの対策として重要なことは、先ず連続したサンプリングの不可欠なことである。通常用いられるシンオールサンプリングにおいては、1 m ごとの採取が必要である。次いで試料抜取時の精細な観察と記録が重要な問題となる。必要によりカラー写真での撮影も有用な手段となる。図 4・13 は、シームやパイプの模式図であり、写真は砂パイプの実例を示す。

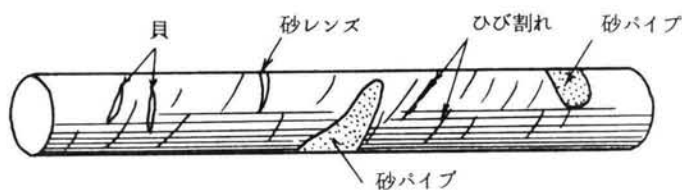


図 4・13 シンウォールを抜いた時の観察例¹²⁾

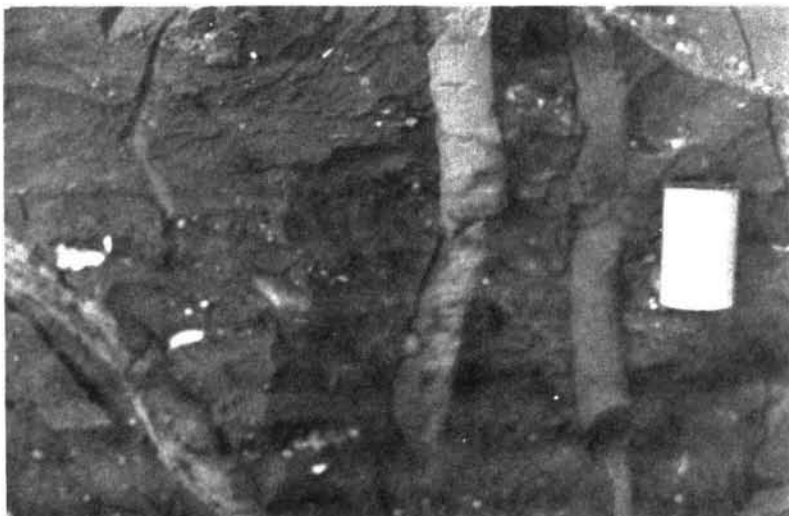


写真 4・1 梅田粘土層中の微粒砂のパイプ

m_v , k , C_v の変化については、前項の計算法でも示したように、これらの変化の様相によって、圧密計算の方法を選択しなければならない。また、ドレーン深さの決定に影響するので、確実に調べておく必要がある。また後述のように、地質学的に見た堆積環境の変化を併せ考察してゆくことは大きい助けとなるのである。このような土性変化を地盤の相として全体像の立場からとらえ、設計・施工・工費・工期などと併せ勘案すべきである。

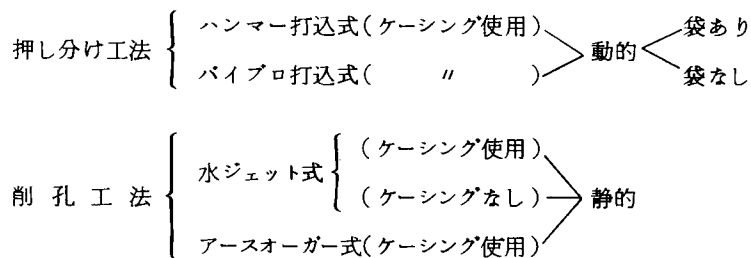
粘土層上下の透水層の自然水頭調査については、3・2・5 に述べたと同じ方法で確実に行っておく必要がある。

4・3 鉛直ドレーン工法の施工について

4・3・1 サンドドレーン工法における要点

ドレーン体を粘土中に設置するに際し、その部分の粘土を側方に押し分ける工法(displacement method)か、それを削孔して取り去ってしまう工法(un-displacement method)かは、極めて重要な問題なのでこれに主として着目して分類すると、表4・4のように分けることが出来るのである。

表4・4 サンドドレーン施工法分類



4・1 で述べた米国の道路で使用されて来た工法は、この中のハンマー打込式(ケーシング使用)であり、押し分け工法に属するものであった。我が国の初期のものもこの方法がほとんどであった。しかもケーシング径が40 cmφにも達するので、押し分けによる周辺への影響が懸念され出し、水ジェット式やアースオーガー式または、同じ工法にしてもケーシングの径の縮小化が図

られたのである。また、サンドドレーン打設の留意点の一つとして砂柱の連続性の確保の点から布袋などが使われ出した。

押し分け工法が懸念される理由としては、ケーシング打込によって周辺にかく乱領域が出来て透水性が落ちたり、強度低下を来たすのではないかとことや、砂柱表面に粘土粒子が食い込み、いわゆる目詰り現象を生じないかということである。図 4・14 はそれを説明したものである。¹³⁾

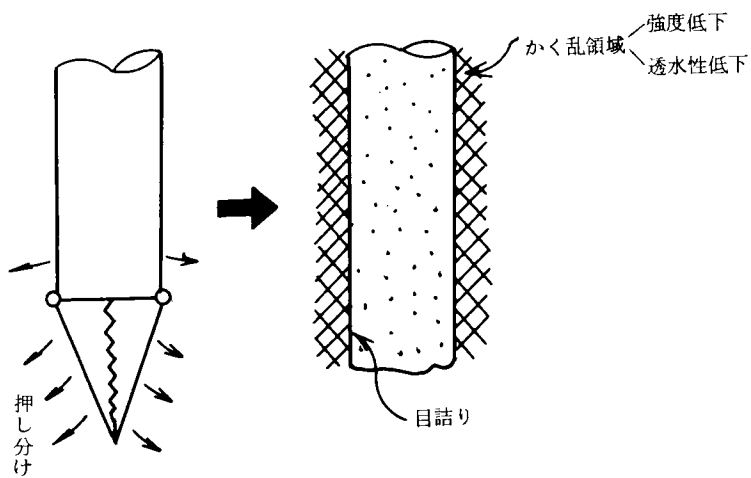


図 4・14 押し分け工法による問題点

ケーシング打込式の典型的な施工機械の概要は図 4・15 のようなものである。

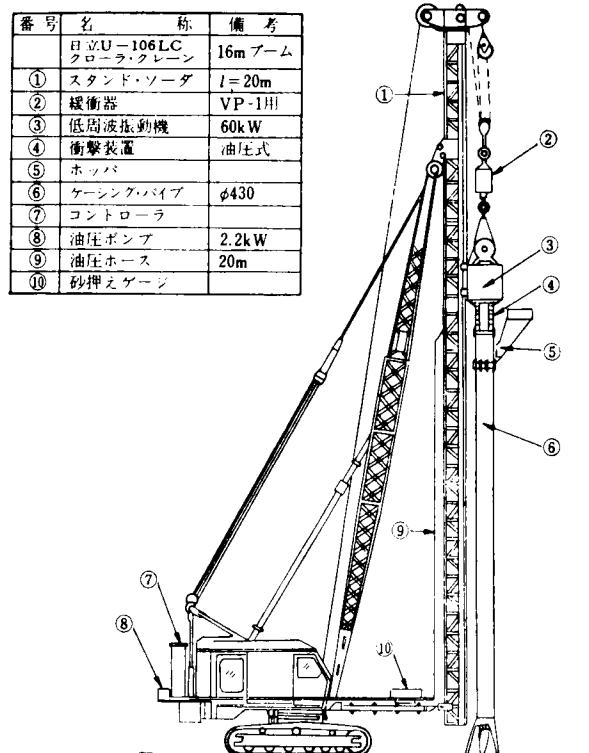
また、海上での打込式機械の諸元は表 4・5 の通りである。

14)

表 4・5 サンドドレーン打設船機能の推移

年度	QP打込方法	装 備 数	打込深度	船体寸法	機関出力	砂送り装備	記録計	備 考
昭和 35	エアーハンマー バルカンⅡ型	1 本打	W L F m - 2 0	L×B×D 26×12×2.5	240 P.S	人力ケーブルコン - C.P	ナ シ	
36	ディーゼル ハンマー 12 型	2 //	- 2 0 //	26×13.5×2.5	360 //	// // //	//	
37	捲込圧入	2本×2= 4 //	- 2 0 //	26×13.5×2.5	660 //	砂箱ケーブルコン - C.P	砂面手動 にて計測	
38	//	2//×3= 6 //	- 2 4 //	36×16.5×3	720 //	// // //	自記記録	大阪・南港
43	捲込圧入 (パイプロ併用)	2//×3= 6 //	- 3 0 //	36×16.5×3	1220 //	// // //	//	汐装
46	// (//)	2//×6=12 //	- 3 2 //	40×20×3.5	1905 //	// // //	//	
47	// (//)	2//×6=12 //	- 4 5 //	50×25×3.5	2010 //	// // //	//	

岡林 1978.7 土木学会関西，臨海埋立地質の土質工学的諸問題



15)

図 4・15 パイプロ打込式サンド ドレーン打設機

また、布袋を用いたサンドドレーンはバックドレーンとも呼ばれ、図 4・16 に示すような施工機械が用いられている。

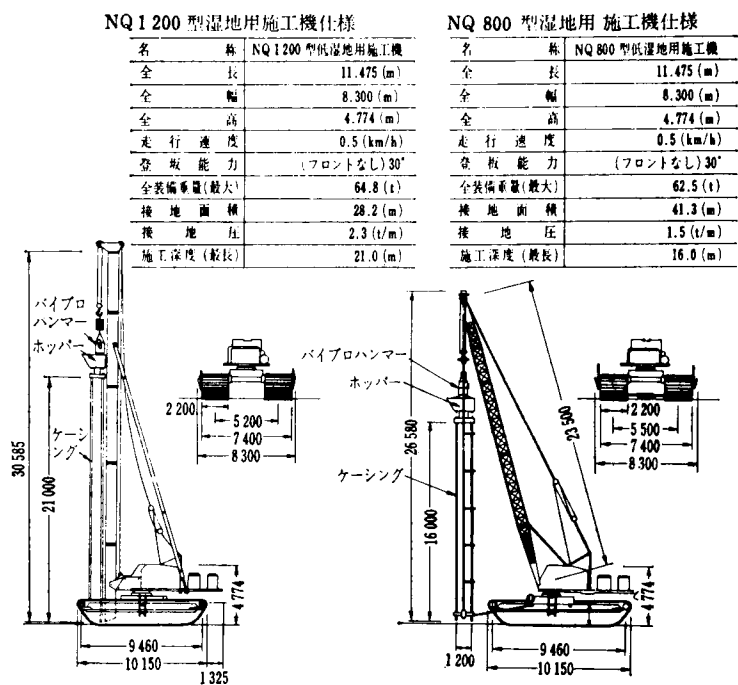


図 4・16 バック ドレーン工法打設機械仕様¹⁶⁾

押し分け工法で40cmφ級のケーシング打込式の場合の周辺粘土強度低下の実測例としては、図4・17のような報告がなされており、¹⁷⁾これらの例では数箇月を経ると、強度としては回復している。

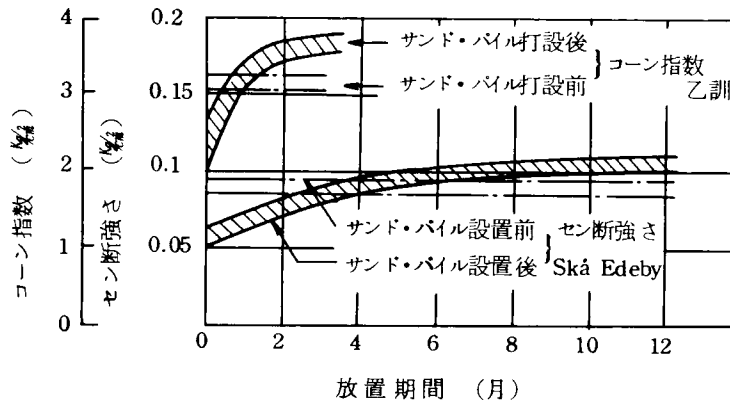
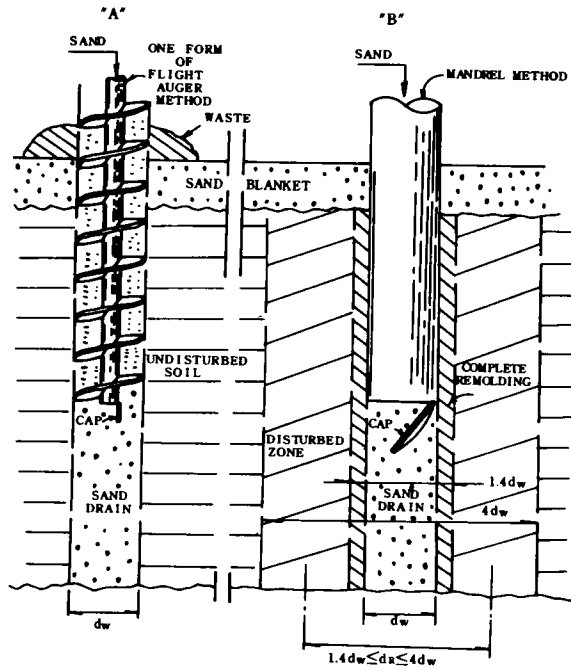


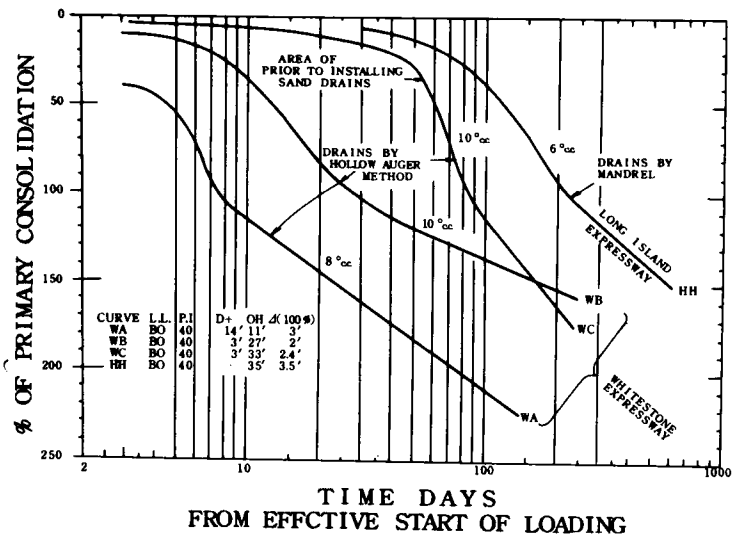
図4・17 打込式サンド ドレーン施工前後の強度比較（乙訓は道路公団の資料，下はスウェーデン SGI の資料）

マンドレル打込式サンドドレーンの周辺かく乱については、リチャード（Richard）も報告している。¹⁸⁾ ニューヨーク市近郊での有機物の多い粘土でまずその工法で圧密が進まず失敗した。その理由として、図4・18(B)のように、かく乱領域の出来ること。かく乱された粘土は透水性が5分の1ぐらいに低下すること。これにより圧密の遅れることに気付き、(A)のようなオーガーによる削孔工法でやり直したとしている。また、図4・19は両工法における圧密の進行状況を実測で比較したものである。これによりマンドレルを用いた、押し分け工法は一次圧密の進行が遅くかつ二次圧密による沈下量の多いことを指摘している。

カサグランデ（L. Casagrande）とポロス（Poulos）もこれに触れ、有機粘土における打込式サンドドレーンの危険と、水ジェット式（ロータリー型）を推奨している。¹⁹⁾



☒ 4.18



☒ 4.19

また、田沢と若命はオーガー式工法とマンドレル打込式²⁰⁾の比較を示している。

著者は、次に示すように大阪府茨木市南部（府立北部市場）で $40\text{ cm}\phi$ 級マンドレル打込式²¹⁾サンドドレーンの周辺地盤変化を観察した。ここは平坦な沖積平野で元は水田であった。土性とサンプリング位置は図 4・20～4・22 に示す通りである。下部粘土の方が圧縮性高く、 $C_c = 0.5 \sim 1.0$ ，液性指数 $0.7 \sim 0.95$ ，鋭敏比 1.0 以上，で東大阪粘土の土性と同等な値を示している。ここで水ジェット式工法が採用されなかったのは、粘土-砂-粘土という配列で砂の崩壊を恐れたものである。

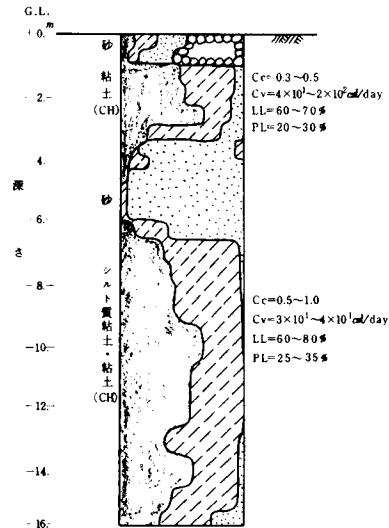


図 4・20

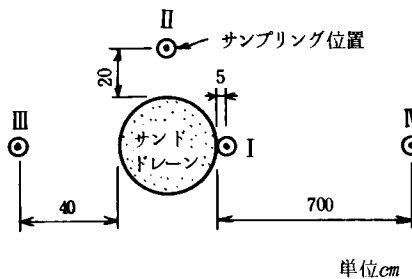


図 4・21 サンプリング位置図

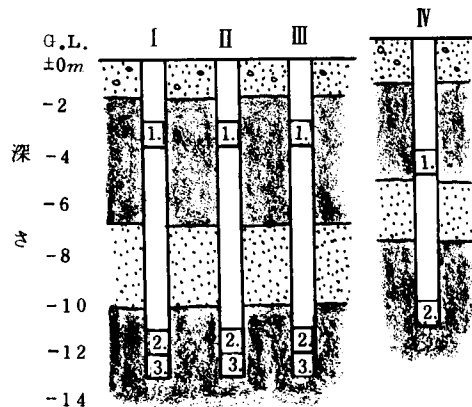


図 4・22 サンプリング深度図

サンドドレーンの施工法は次の通りである。配置はピッチ 1.7 m の正方形，マンドレル外径 406.4 mm ，先端シュール径 438.4 mm ，振動打設機は偏心モーメント $12,400\text{ Kg-cm}$ ，振動数 600 cpm ，モーター 90 KW ，1本の平均所要時間は打込み $3 \sim 5$ 分，引抜き $2 \sim 3$ 分程度であった。

調査はサンドドレーン打設後2～5日の間に、シンオールサンプリングを行った。サンプリング個所No.Ⅳのみが打設区域からはずれ、最外周ドレーンから7mの所である。載荷盛土と水位低下工による圧密を約5ヶ月行った後（打設から170日後）、No.Ⅰ～Ⅲについて再度調査を行った。圧密試験は水平に切り出した通常の方法と、鉛直方向に切り出したものも行った。

サンプルの物理試験の結果は表4・6に示す。なお、深度1の有機物含有量は5～6％、深度2で7～9％であった。

表4・6 土 質 試 験 値

調査 時期	深度	試験	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
打 設 直 後	1	LL	51.4	46.0	45.8	93.8
		PL	24.3	20.6	24.1	30.9
		I _p	27.1	25.4	21.7	62.9
		I _L	0.36	0.60	0.52	0.69
		w	33.95	35.75	35.49	74.12
		γ_t	1.906	1.880	1.863	1.525
		e	0.883	0.935	0.956	1.957
	2	LL	76.4	74.7	73.2	84.6
		PL	23.8	22.8	25.2	28.0
		I _p	52.6	51.9	48.0	56.6
		I _L	0.72	0.82	0.82	0.73
		w	61.73	65.51	64.62	69.50
		γ_t	1.622	1.604	1.613	1.597
		e	1.632	1.745	1.715	1.832
	3	LL	68.2	70.4	69.1	
		PL	26.0	27.7	26.2	
		I _p	42.2	42.7	42.9	
		I _L	0.77	0.74	0.83	
		w	58.30	59.30	61.60	
		γ_t	1.645	1.643	1.617	
		e	1.568	1.582	1.675	
打 設 170 日 後	3	LL	67.4	52.7	60.4	
		PL	29.2	25.2	27.0	
		I _p	38.2	27.5	33.4	
		I _L	0.31	0.96	0.59	
		w	41.2	51.5	46.6	
		γ_t	1.673	1.677	1.663	
		e	1.229	1.467	1.319	

（No.Ⅳのみやや土性を異にするようである）

一軸圧縮試験の結果は図 4・23 に示す通りである。図は深度 2 での応力度・歪率を示したが、ドレーンに近いもの程破壊歪が大きくなっている。

図 4・24 は、横軸にドレーンからの距離、縦軸に E_{50} (破壊強度 50% の割線弾性係数), ϵ (歪率), S_t (鋭敏比), q_u (元の地盤の圧縮強度), q_{ur} (乱した試料の圧縮強度) などを示した。ここでは、IV 点のものを q_u と考えて比較した。

これを総合的に見ると、打設直後に於いて、深度 I を除きドレーン近傍でかく乱の影響が示されている。

また、図 4・25 は圧密係数 C_h や C_v の比較である。IV の値が、土性の相違により若干他より小さい値であると考えられるようである。図 4・26 は C_h と C_v の比を示し、図 4・27 は圧縮指数 C_c の変化を示したものである。

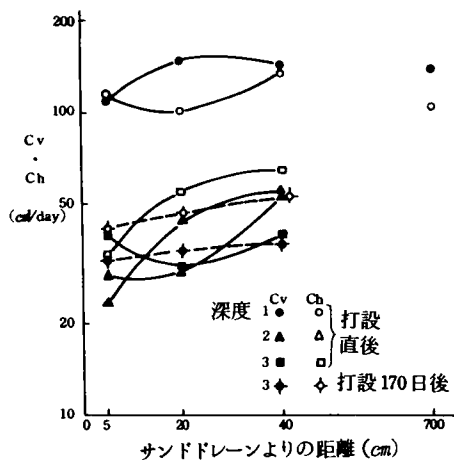


図 4・25

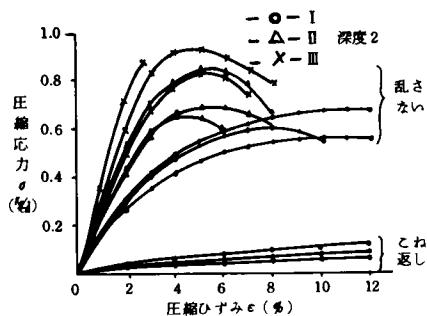


図 4・23 応力-ひずみ

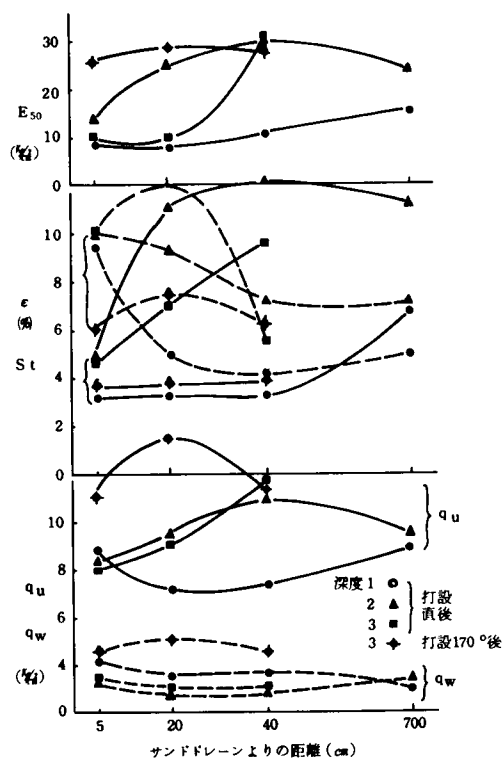


図 4・24 距離との関連

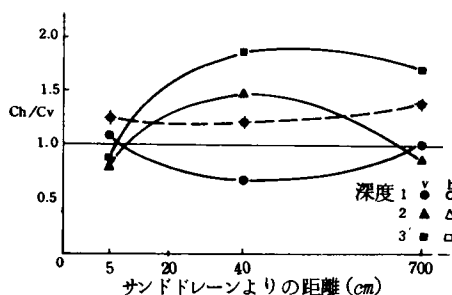


図 4・26

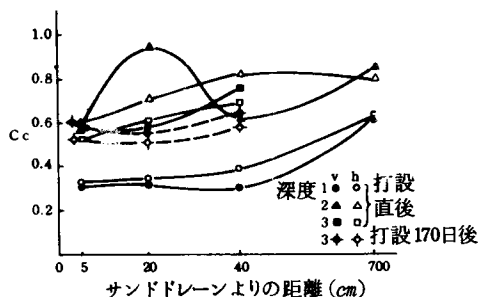


図 4・27

総じて、ドレーン周辺40 cm以内では、近い程 $C_h \cdot C_v \cdot q_u \cdot C_c$ の減少傾向が伺えるのである。著者は1955年頃にこのようなマンドレル打込式施工法の周辺かく乱に気付き、水ジェット式（パーカッション型）を用いてサンドドレーンの施工を行った（例えば、関西電力株式会社大阪火力発電所現場）。

この施工機械の概要は図4・28の通り、また施工順序は図4・29の通りである。

用いたジェットポンプは、吐出口径10 cmφ、5段タービンポンプ（原動機38KW）である。またジェット・ノズルの開口面積は種々変えて実験した結果、ポンプ吐出断面積の10分の1程度が良いことを知り、専らこれを用いた。

打設速度は深さ12 mの場合、2.2本/時、6 mの場合2.6本/時であった。

なお、本工法の欠点として今後改めるべき点は、削孔時の大量の泥液の処分がまず挙げられる。次いで途中で崩壊性を持つ砂層などがあるときの対処であり、これに対してはケーシングの使用などが必要となってくる。

この工法によるサンドドレーンを掘り出し、その断面撮影したものを写真4・2に示すが、ドレーン周辺のかく乱の見られないのが特色であると考える。

水ジェット式の施工機他種のもを図4・30、4・31に示した。

これらの方法を用いて、サンドドレーンとしての多くの確実な成果を著者は体験したが、その一部は次章の例で示すこととする。

この方法によるサンドドレーンの中心でボーリングを行い標準貫入試験で調査すると、打設1～2日では $N \div 0 \sim 1$ 、20日後で水位低下を行った後であるが、 $N \div 12 \sim 15$ を示した。

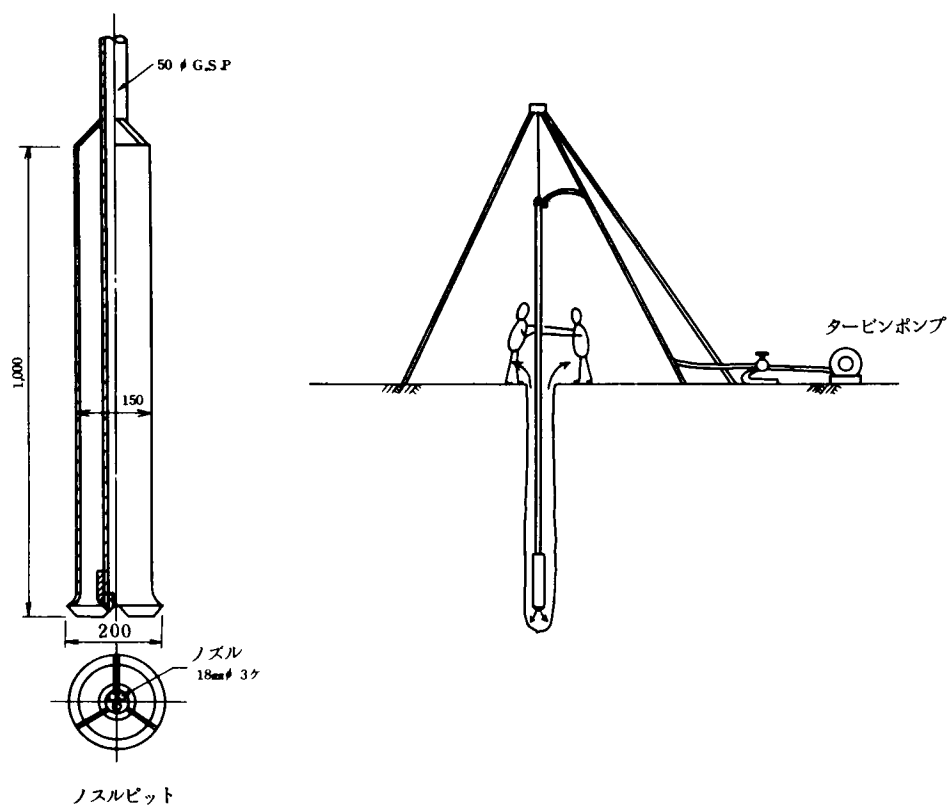


図 4・28 水ジェット式サンドドレーン施工説明図

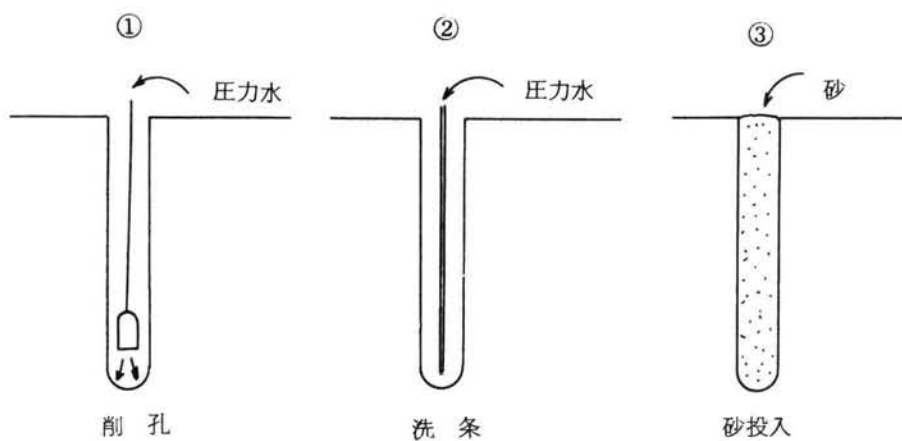


図 4・29 水ジェット式サンドドレーン施工順序

写真 4・2 ジェット式サンドドレーンの断面（大阪発電所）



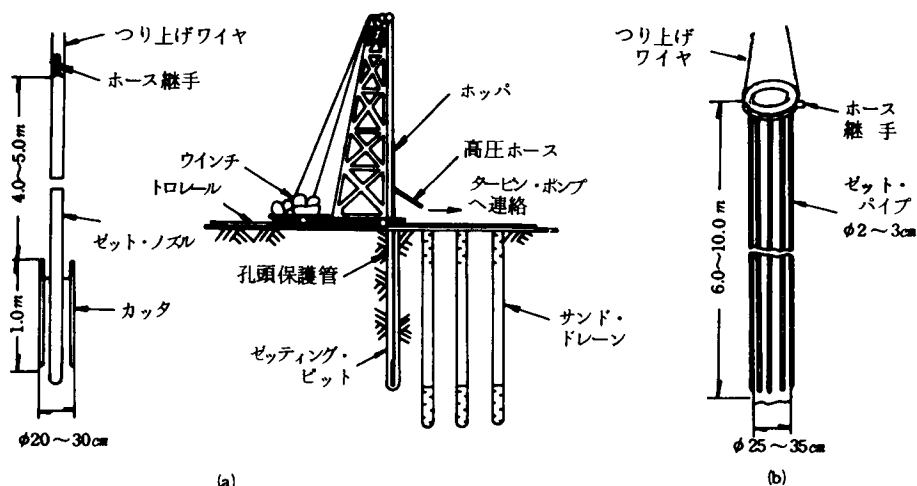
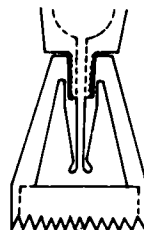


図 4-30 ジェット式サンド・ドレーン打設機

図 4-31 オランダ I F C 社の
水ジェット・ノズル
とせん孔カッタ 22)



4・3・2 ペーバードレーン工法における要点

(1) 打 設 方 法

ペーバードレーンの打設方法は 2 種類に大別できる。すなわち、マンドレルを使用するものと使用しないいわゆる裸打ちで行う簡易式である。

マンドレル式打設は、丁度シートパイルに似た断面のもの 2 枚でドレーン材を挟んで保護し打って行く。部分的に抵抗の多い土層や障害物があっても圧入力が大きく打ち得るのが長所である。しかしながら幾分コスト高になることと、打設機が重く地表面の支持力が要求されることになる。

この方式においても、ドレーン材を所定の場所に間違いなく施工するために種々の方法が考え

られている。自動定置式、特殊コーン定置式やウエイト定置式などがそれである。自動定置式はマンドレル先端部よりエヤーおよびマンドレル上端部のロールなどで自動的に所定の深さに打設する方法である。

特殊コーン定置式は、図 4・32、4・33 に示すように先端に特殊コーンを取付けて打設する方法である。

ウエイト定置式は、ドレーン材先端に砂袋やコンクリート製品などの重量物を取り付けて上と同じ目的を果すやり方である。

マンドレルを使わない方法は、軽量簡易化を目指して考案されたものである。湿地にも可能で、障害物や中間砂層などの無い粘性土地盤に適する。コストも低く有利であるが、ドレーン材表面を傷つけ易いことや、ロッドとの共上りを起こすことのあるなど欠点もある。

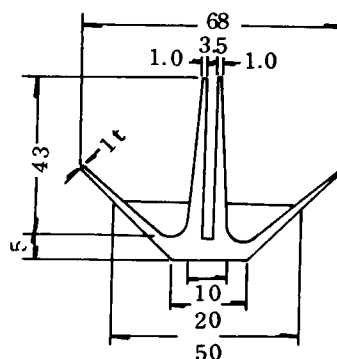


図 4・32 先端コーン詳細図(単位 mm)²³⁾

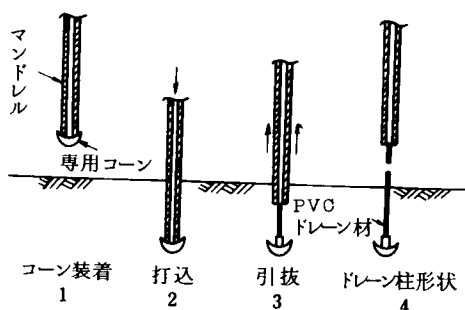


図 4・33 特殊コーン定置式打込み施工順序²³⁾

(2) ドレーン機能の維持問題

ペーパードレーン工法でこの他に、非常に問題となる点を挙げると次のようなものである。

- a) 地盤の圧密によるドレーン材の切断
- b) ドレーン材の腐敗
- c) ドレーン材の目詰り

a)の切断については、佐々木は各材質による曲がりへ適応性を実例によって比較している。²⁴⁾ b)の問題とともに、初期のボード系ではよく障害を起こした例もあったが、最近のプラスチック系のものはこれらの点をかなり克服して居るようである。

c)の目詰りの問題については、著者は以下のような基礎実験を行って考察して見た。

ドレーン材料が粘土に入れられた場合、目詰り現象でその機能を喪失するということは懸念を持たれて来たし、またドレーンの効果がみられなかったということも伝えられている。

著者は、特にペーパードレーンの表面ではこの現象が多いのではないかと考えドレーン体が「とげ」の多い形状であれば、その防止に有用でないかと着想した。例えば、珪藻土のように、比表面積が1cc当り25㎡オーダーというような物質はこれに対し適当ではないかと考えた。

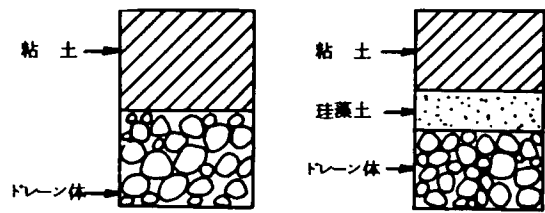
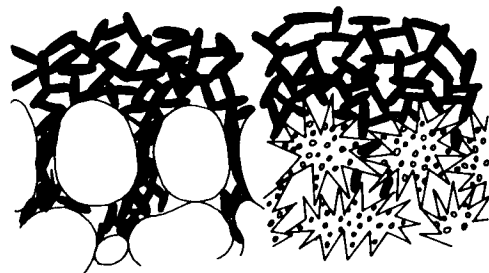


図4・34 透水系の説明

これを検証するため、図4・34(左)のような、[粘土]→[ドレーン体]という従来の系に対し、(右)のような[粘土]→[珪藻土]→[ドレーン体]なる系の場合の長期透水性を比較して見た。

珪藻土による目詰り防止の原理を次のように考えた。²⁵⁾図4・35の(左)のように丸粒の砂や、「とげ」の少ない繊維では粘土粒子の間隙全閉鎖が生じる可能性がある。それに対し、(右)の珪藻土は粒子自体が多孔性で「とげ」もあるのでこれが避けられると考えた。



粒状ドレーンの目詰り 珪藻土による防止

図4・35 目詰りと防止

実験装置は、図4・36の通りであり、珪藻土の有る場合と、無い場合各々2個ずつ用い、長期の定水位透水試験を行った。

時間は約30,000時間継続させたが、珪藻土有るもの1個が途中で破損し、3個の比較をここに行う。

装置は内径59mmのガラス円筒の下端に、中央に真ちゅう管を持ったゴム栓をはめ込み、その上へ真ちゅう網を敷いて標準砂を均一に入れ水で飽和させた。珪藻土入りのものは約4mm厚にそれを敷き均した。

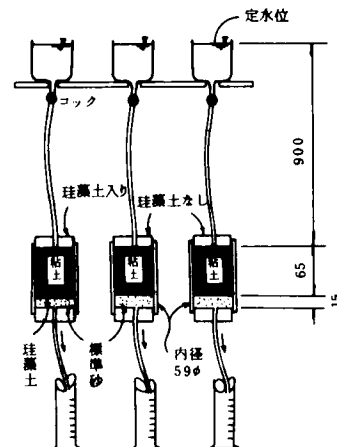


図4・36 装置図

この後、含水比を約200%に調整したドロドロ状の粘土を流し込み、下端と同様ゴム栓を行いガラス筒との接触部などは接着材で密封した後、ビニール管で上部は給水タンクへ、下部は透水量測定用のメスシリンダーへ導いた。メスシリンダーとビニール管との隙間は蒸発を少なくするため真綿の栓を詰めた。

用いた粘土試料は、大阪湾沖積粘土であり、その土質定数は表4・7のようである。

表4・7 試料土質定数

粒子比重	LL	PL	I _p	粒度組成%			1 μ 以下
				砂	シルト	粘土	
2.662	80.2	32.9	37.3	4	37	59	32

図4・37は時間-透水量曲線、
図4・38は時間-透水係数の関係
図4・39は累計透水量を示したものである。透水係数は水温に関係するので全て20℃に換算したものを示した。

これを見ると、珪藻土の有無に拘らず透水量は時間と共に減少の傾向を見せている。

透水試験の場合、供試体における水の流れは浸透圧力となり、一種の圧密圧力を加えることになる。したがって、この実験でも次第に粘土の間隙比は圧密され小さくなるのは当然である。しかしながら圧密理論によって、この程度の厚さの粘土は試算すれば、1日以下の時間でほぼ終了することになるはずである。したがって、本実験

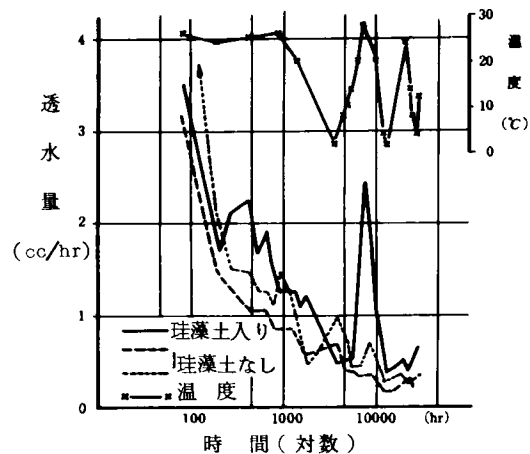


図4・37 時間(対数)

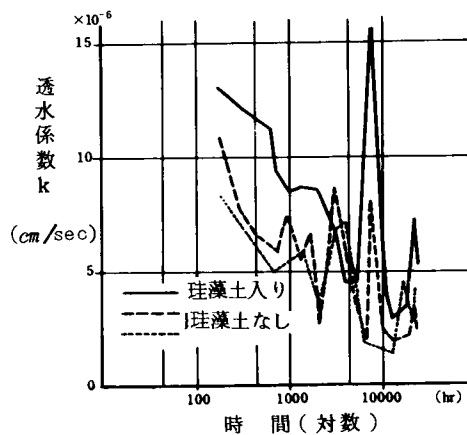


図4・38 時間(対数)

のように極めて長時間の透水試験で、透水量が減少して行くのは試料の圧密ではなく、ドレーン体の機能低下、すなわち、その目詰りにあるということができる。

なお、透水量の始めと終りの比率は、珪藻土入りで $1/5$ 、無しの場合は、 $1/13$ と $1/40$ である。

累計透水量を比較すると、中間期で珪藻土入りが約 1.5 倍、後期で約 1.7 倍、特に 5,000 時間ごろからその差が顕著なものとなっている。

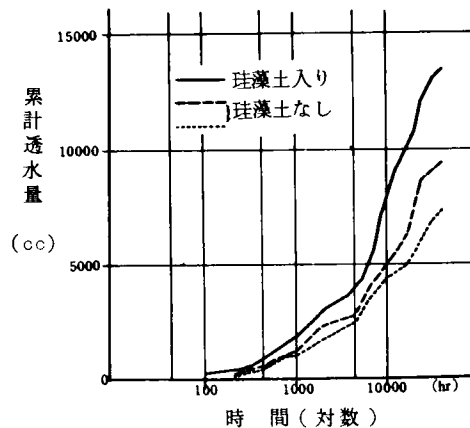


図 4・39 時 間 (対数)

このような実験で、粘土とドレーン体の間に珪藻土のような比表面積の大きい多孔質・トゲの多い物体を入れる、すなわち、ドレーン体の表面をそのような状態にするならば、目詰り現象を防止出来ることが解った。

佐々木・高間は普通のペーパードレーン (カードボード系) に、珪藻土を塗布したもので実験を行い効果のあることを示している。²⁶⁾

4・4 結 語

鉛直ドレーン工法において、粘土層中の薄い砂のシームの存在、 m_v や k 値が変化する粘土層このような場合に、均質な地盤としてとらえることは錯誤の要因となる。調査において連続サンプリングと詳細な観察で土性変化を充分把握しておく必要がある。

m_v と k 値 が 変 化 す る 場 合、特 に 鉛 直 ド レ ー ン が 不 貫 通 の 場 合 は、著 者 の 示 し た 計 算 法 が 有 用 である。

実用に供されているペーパードレーンは、折損に対する配慮からプラスチック製のものが多くまたサンドドレーンでは打込時の周辺変化の少なさを、連続性の確実な袋詰式で比較的小孔径のもの (12cmφ) が多く使われる傾向にある。

大孔径の打込式のものは、埋立層や海底の極めて軟かい粘性土では問題は無いようであるが、やや強度の大きくなった自然堆積粘土ではドレーン体周辺土の乱れて透水を阻害されている現象の見られることがある。

特に打込直後は間隙水圧の上昇・強度低下現象があるので、載荷盛土はそれらの治まるのを待つ必要がある。

ジェット式サンドドレーンはこのような問題の無い工法であるが、排泥水の処理が困難で、施工機械にこの点の解決が必要である。

ペーパードレーンの表面目詰りは今後の大きい問題の一つであるが、珪藻土のような多孔質のものによる成果が解決の示唆を与えている。

なお、あらゆる施工機械の軽量化も今後の要請の一つである。

参 考 文 献

- 1) 中堀和英：地盤改良，建築ものはじめ考，大阪建設業協会，1973，P-484.
- 2) 最上武雄編著：「土質力学」，技報堂，1969，P-331.
- 3) 石井靖丸訳：「チェボタリオフの土質工学・下巻」，技報堂，1958，P-305.
- 4) 中堀和英：地盤改良，日本建築学会近畿支部地下工法講習会テキスト，1976，P-89.
- 5) 持永竜一郎：東名高速道路厚木試験盛土工事，建設の機械化，1965，P-15.
- 6) 松尾新一郎編：「土質安定工法便覧」，日刊工業新聞社，1972，P-358.
- 7) 高木俊介：サンドパイル排水工のためのグラフとその使用例，土と基礎，Vol.3，No.12，1955，PP-8～14.
- 8) 三笠正人：「軟弱粘土の圧密」，鹿島出版会，1963，P-1.
- 9) 諏訪靖二，池森珪祐，山本嘉一郎： m_v ， k が変化し C_v が一定の場合の差分法によるサンドドレーンの圧密の解析，土木学会講演会，1978，PP-114～115.
- 10) 中堀和英，山本嘉一郎，諏訪靖二： m_v ， k が変化し C_v が一定の場合の差分法による一次元圧密の解析，土質工学会第13回研究発表会，1978，PP-185～188.
- 11) 中堀和英，木山正明，池森珪祐，山本嘉一郎：未貫通ドレーンによる圧密の数値計算例，同上，PP-241～244.
- 12) 中堀和英：調査・試験データの見方，土質工学会最近の土質基礎講習会テキスト，1978.
- 13) 文献4)のP-100.
- 14) 柴田徹編著：「臨海埋立地盤の土質工学的諸問題」，土木学会関西支部講習会テキスト，1978，P-87.
- 15) 文献6)のP-364.
- 16) 中堀和英編著：「地盤改良の調査・設計から施工まで」，土質工学会，1978，P-50.
- 17) 文献6)のP-363.
- 18) Richard, E.L.: Method of Installation as a Factor in Sand Drain Stabilization Design, Highway Research Record, No.133, 1966, PP-75～79.
- 19) Casagrande, L. & S. Poulos.: On the Effectiveness of Sand Drains, Canadian Geotechnical Journal, 6, 287, 1969, PP-287～326.

- 20) 田沢光弥, 若命善雄: サンドドレーン工法の比較実験, 土質工学会第8回研究発表会, 1973, PP-797~800.
- 21) 中堀和英, 諏訪靖二: 打込式サンドドレーンによる周辺地盤の変化について, 土質工学会第9回研究発表会, 1974, PP-909~912.
- 22) 文献6) のP-365.
- 23) 佐々木伸: 文献16) のP-83.
- 24) 同上, P-85.
- 25) 中堀和英, 速水俊行, 池森珪祐, 渡辺繁: けいそう土による土のドレーンの目詰り防止, 土木学会関西支部講演会, 1969, PP-33-1~33-2.
- 26) 佐々木伸, 高間佐太男: ペーパードレーンについての実験, 土と基礎, Vol.17, No.4, 1969, PP-13~18.

第 5 章 両工法を併用した実施例の研究

5・1 緒 言

著者の関係した鉛直ドレーン工法による地盤改良工事の実施諸例は表 5・1 に示すようなものである。表中の主目的の項で、沈下と印したのは主として改良目的が残留沈下の減少に重点を置いた場合であり、強度と印したのは粘性土の強度増大に重点を置いた場合を示す。目的に対して充分成果を挙げた場合を○印、そうでなかったものを×、中位のものを△として成功度の項に示した。

これらの諸例の中、水位低下によったもので、かつ記録の確実な例（No. 2，3 と 4，15 と 16）について次節以降に詳述する。

表5.1 鉛直ドレーン実施記録一覧

No	府県	位置	種別	径 (mm)	長 (m)	配置	間隔 (m)	方法	本数	主目的	qu (t/m ²)		残沈下 (m)	圧密手段	期間 (月)	貫通	対象	成功度	問題点	地盤の型
											前	後								
1	大阪	陸	サ	20	15	□	1.0	水	84	両	5 ~6.6	7.5 ~9.2	多	水	10	不	上水道	×	掘削により上載土早く取りすぎ	S-C-S
2	大阪	埋	サ	45	12	△	1.8	モンケン	2,262	沈下	1 ~9	3 ~10	1.3	水+土	3	貫	タンク	△	改良が不均質	数mの互層
3	大阪	陸	サ	43	18	□	1.5 X 1.8	モンケン	2,100	強度	4 ~12			土	2.5	不	岸壁	×	滑り発生	S-C-S
4	大阪	陸	サ	29	20	□	2.94	水	541	強度	2 ~12	6 ~12		水	4	不	岸壁	△	除々に供用	S-C-S
5	大阪	陸	サ	25	12	△	1.4	水	5,700	沈下	2 ~4	5 ~9	少	水	1	貫	貯炭場	○		S-C-S
6	大阪	陸	サ	25	6	△	1.4	水	1,060	強度	2 ~4	5 ~9	少	水	1~3	貫	水路	○	一部分早く打切	S-C-S
7	大阪	陸	サ	25	7.5 12	△	2 X 2.5	水	340	強度	2 ~4	5 ~9		水	1.6	貫	地下コンベヤ	○		S-C-S
8	大阪	海	サ	30	18	△	2.3	水	6,790	沈下	3 ~6	5 ~6	少	土	18	貫	護岸	○		C-S
9	大阪	埋	サ	45	12	△	1.8	モンケン	2,262	沈下	1 ~10	2 ~10	4	水+土	4	貫	タンク	△	改良が不均質	数mの互層
10	大阪	埋	サ	40	8.5	△	3	モンケン	1,540	沈下	2.5 ~9	6 ~17	3	水+土	5	貫	タンク	○		数mの互層
11	高知	陸	サ	40	8 14	△	2	オーガー	3,540	沈下	2.6 ~4.6		2.5	土	2	貫	建築	△	圧密期間が不足	S-C-S
12	大阪	陸	サ	41	14	△	2.5 3.5 5	パイプロ	7,550	沈下	6 ~9		数cm	水+土	8	不	建築	○		数mの互層
13	大阪	埋	ベ		10 25	△	1	マン ドリル	292,000	強度	0.5 ~6	2 ~12		水	10	貫	水路	○		C-S-C-S
14	愛知	埋	サ	40	16	△	2.8	パイプロ	3,300	沈下	1.5 ~5	3 ~9	数cm	水+土	7.5	貫	建築	△	水位低下不足	C-S-C-S
15	大阪	埋	ベ		10	△	0.8	マン ドリル	127,000	沈下	0.5 4	3 6	なし	水	50	貫	全域	○		シーム型
16	大阪	海	サ	40	15	□	3.55	パイプロ	108,000	沈下	1.5 ~5	10 ~16	数cm	水	50	不	全域	○		土性弓型に変化

種別でサはサンドドレーン，ベはベーパードレーン，方法は水はジェット。圧密手段で水は水位低下，土は載荷盛土。地盤の型でS-C-Sは砂層-粘土層-砂層を示す。

5・2 石油タンク基礎に用いた例¹⁾

場所：大阪府堺港埋立地

時期：1960年

石油タンクの諸元：直径47.6m，高さ12.2m，容量2万kl，フローティング・ルーフ型

5・2・1 地盤の概要

この地盤の深さ約11mまでは、1962年頃に周辺海底をポンプ浚渫した土砂で埋立てられたものである。その土層の構成は図5・2に示す通りであるが、概略的に言っても、砂質土・粘性土層が急変した大きい互層を形成している。さらにまた、それぞれの土層の層相変化も激しく場所によって層厚もかなり異り、非常に非均質な地盤である。この周辺の元の海底地盤そのものが、場所的にも、また深さによっても変化の多い地盤であったため、これを浚渫して吹込造成された地盤は当然複雑なものになったのである。

地盤調査時のサンプルを良く見ると、粘性土の中にも数mm位の薄い砂のシームが多く観察された。砂質土には2～10%の粘土，6～20%のシルトを混え，SC，SM，SWなどに属する部分が多く，部分的には40%程の礫（最大径30mm）を含んでいる。粘性土はOH，MH，CHなどまちまちである。

一軸圧縮強度 q_u	浅い部分で0.3～0.7 $\frac{kg}{cm^2}$ ，深い部分で0.5～2.5 $\frac{kg}{cm^2}$
圧縮指数 C_c	0.2～1.2
圧密係数 C_v	$1 \times 10^{-2} \sim 5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$
液性限界 LL	33～105

5・2・2 改良工事の概要

このまま石油タンクを載せた場合には数10cmの沈下が生じ、しかもそれが大きい不同沈下となることが予想されるので、地盤改良の必要性が生じた。

改良工法は、ジェット式サンドドレーン、ウェルポイントによる水位低下、載荷盛土の併用が採択された。

その理由は、粘性土中に砂のシームが発達しているので鉛直ドレーン工が有効に働く、途中の砂層に対してペーバードレーンよりサンドドレーンの方が施工容易である。鋭敏粘土であるのでジェット式を用いる、砂質土との互層であり、水位低下工が有効に働く、浅い部分の圧密荷重の不足は若干の載荷盛土で補う、盛土工のみでは残土処分に困る、などの理由である。

ウェルポイントの真空度は、ポンプから最も離れた点での頭部で600mmHg以上を保って運転し、水位はGL.-9m～-9.5mまで低下させた。余盛土はAタンク中心で1m，セルで0.8m，Bタンク中心で1.5m，セルで1mである。

地盤改良打切りの指標としては、完成貯油後の残留沈下がセル上での不同沈下が10 cm以内というものであった。

5・2・3 改 良 結 果

図5・1に示した位置で、調査をし前後比較を行った。調査法としては、調査ボーリング（標準貫入試験、乱さないサンプル採取・室内試験）、動的コーンテスト（径50.8 mm、角度60°、モンケン落高標準貫入試験と同じ）を行った。

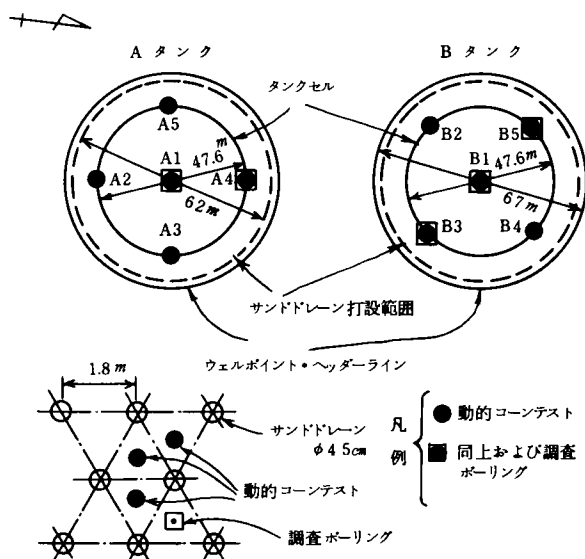


図5・1 配 置 図

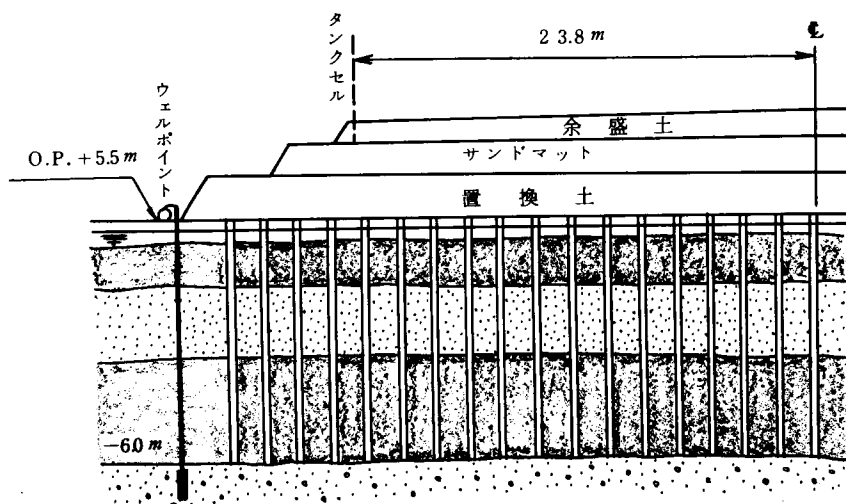


図5・2 標 準 断 面 図

また、両タンクの中心、セル位置ではAについて4点、Bについて8点の沈下測定を行った。

沈下量の計算値と実測との比較は、図5・3に示す通りである。この図の有効応力と記しているのは、中心での水位低下によるものと載荷盛土によるものとの合計を示したものである。最終時、すなわち地盤改良打ち切り時の各点の沈下量と、実測と計算との比、予想残留沈下量は表5・2の通りである。これによるとBの北と西で実測が計算を大きく越えている外は両者が割合よく一致している。中心では

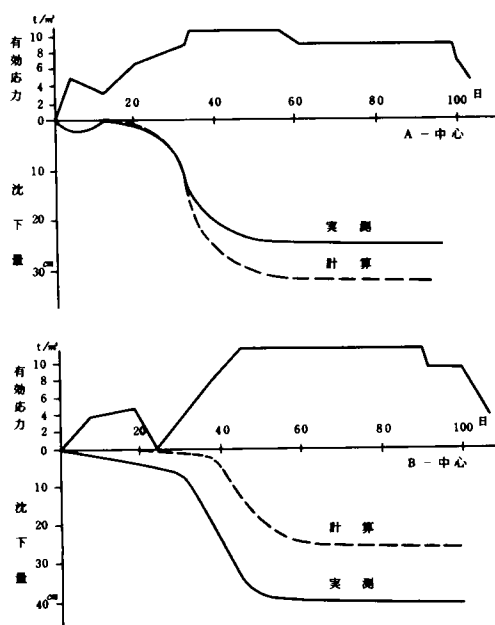


図5・3 沈下曲線

表5・2 沈下量の値

測点		計算沈下量	実測沈下量	実測沈下量 計算沈下量	タンク建設後 に生じる沈下量
A タンク	中心	32.1 cm	25 cm	0.78	7.3 cm
	南	25.8	17	0.66	0.7
	東	32.2	不明		(8.4)
	北	28.2	29	1.03	1.9
	西	23.5	21	0.89	0.4
B タンク	中心	27.3	40	1.46	1.5
	南	35.9	23	0.64	0
	南東	39.8	29	0.73	0
	東	34.4	不明		(0)
	北東	25.3	26	1.03	0
	北	14.1	42	2.98	0
	北西	29.5	40	1.36	0
	西	15.3	32	2.09	0
	南西	27.0	23	0.87	0

実測・計算の大小が両タンク逆になっている。残留沈下の予想は、実測の傾向を考慮して求めたものであり、要求の許容不同沈下量以下に充分納まると見なして改良を打切ったものである。

一軸圧縮強度 q_u と動的コーンテスト N_d の前後比較は、図5・4の通りである。

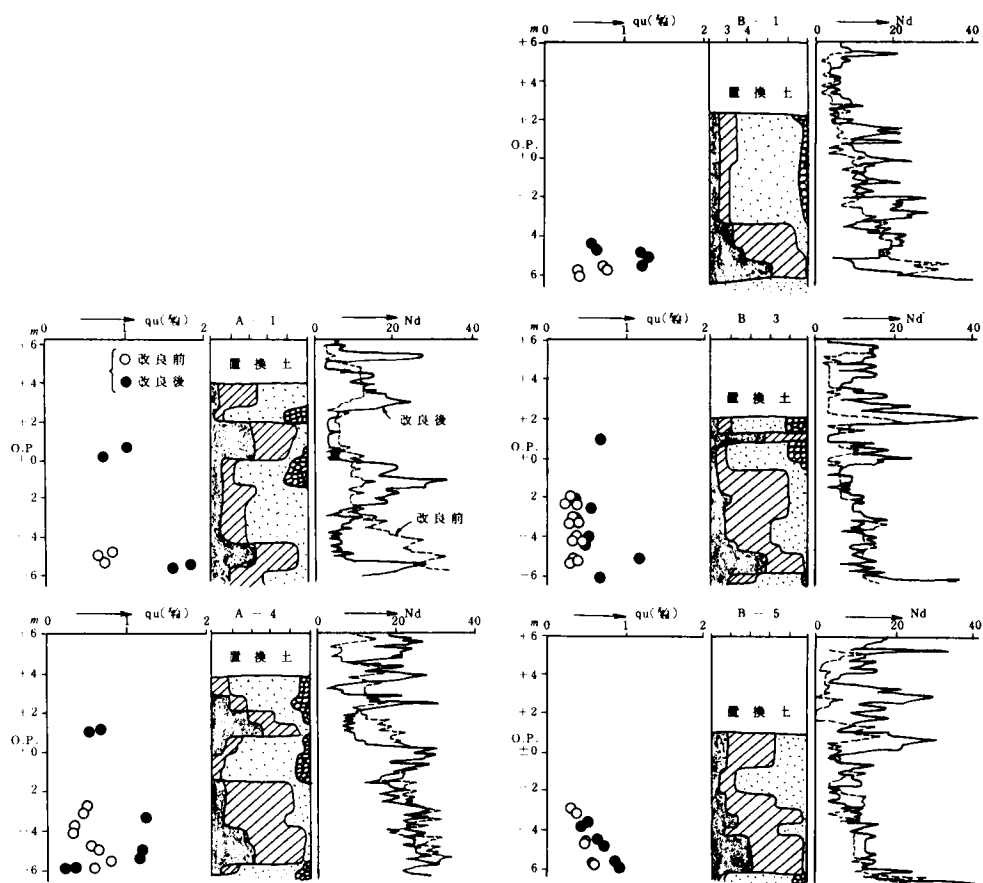


図5・4 地盤調査比較

q_u の値はA-4の一部を除いてかなりの増加が見られた。有効応力の増加 Δp と、 q_u の増加 Δq_u との比を考察すると、次のようになる。

A-1, A-4, B-1 では、 $\Delta q_u \div 0.45 \sim 0.9 \Delta p$

B-3, B-5 では、 $\Delta q_u \div 0.2 \Delta p$

このような大きい相違のあるのは、粘性土の土質に各部分大きい変化があるためと考えられる。

これに反し、Ndの値は砂質土では大きい増加を示したが、粘性土では余り見られず、むしろ減少の部分すらある。特に大きい減少を示した部分は、A-1のo.p.-4~5m, A-4のo.p.+1m付近, A-2のo.p.-5m付近, B-1のo.p.-4~5mである。

このような不合理な原因に対し、間隙水圧の影響に着目し、これとの関連を考察して見た。

図5.5は、縦軸にNdの比率、横軸に時間とその時の地下水位を示した。すなわち、日数が経ち、地下水位が下がるとNdに大きいばらつきが見られる。

一方で圧密試験の結果を見ると、これによって得た先行荷重Pyの値は図5.6の上を示すように、改良後は著しく大きくなっていることが解る。下は、縦軸に水位低下量から求めた各部分の

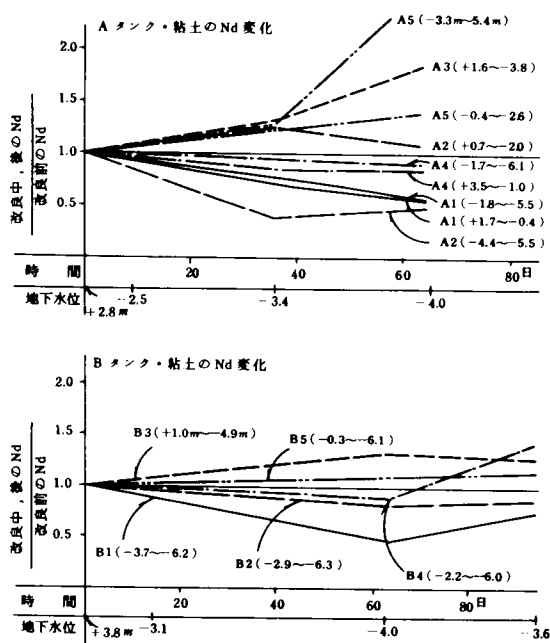


図5.5 Nd の 変 化

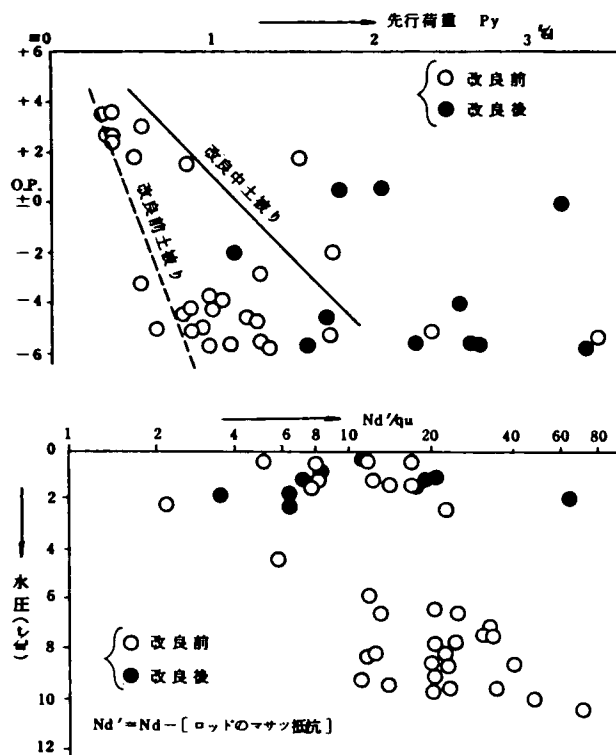


図 5.6 P_y および Nd' と q_u ²⁾

間隙水圧の推定値、横軸に Nd' (Nd からロッドの摩擦抵抗分を減いたもの) と q_u との比を示したものである。水圧が減ると、 Nd' と q_u との比に減少の傾向が見られる。

これらを総合すると、粘性土においては q_u や P_y の値が増加し、圧密され改良の成果が示されているのに、 Nd 値では示されずむしろ減少の部分さえ見られる。この原因は Nd を求める動的コーンテストのような衝撃的調査法は、間隙水圧の変化に著しく左右される。すなわち、水位低下による地盤改良効果の点検には不適であったと判断されるのである。間隙水圧が低下していると、 q_u 、 P_y が増加しても Nd が減少するという結果をもたらしてしまうと考えるのである。

コーンテストは、このような場合、静的押し込みによる方が良い。

5・3 岸壁の基礎に用いた例³⁾

場所：大阪市住之江区平林

時期：1957年～1958年

岸壁の構造：延長約200m，移動クレーンの海側基礎は5.5m×6mのR.C.ケーソン13基（ニューマチック工法で施工，深さほぼo.p. - 30m） 同上の陸側基礎は，松丸太末口21cmφ長さ24m， 前側水面の深さは1万t級船舶の接岸のためo.p. - 9.2m，その間1:1.85の水中斜面となっている。

完成後，陸側基礎後方には約10t/m²の揚荷（石灰）が置かれる計画であり，これの載った条件では，地盤の現状強さのままでは安定が保たれないものと予想され，まず第1回目の大口徑打込式サンドドレーン工と載荷盛土による地盤改良工事が計画・実施されたのである（図5・7）。

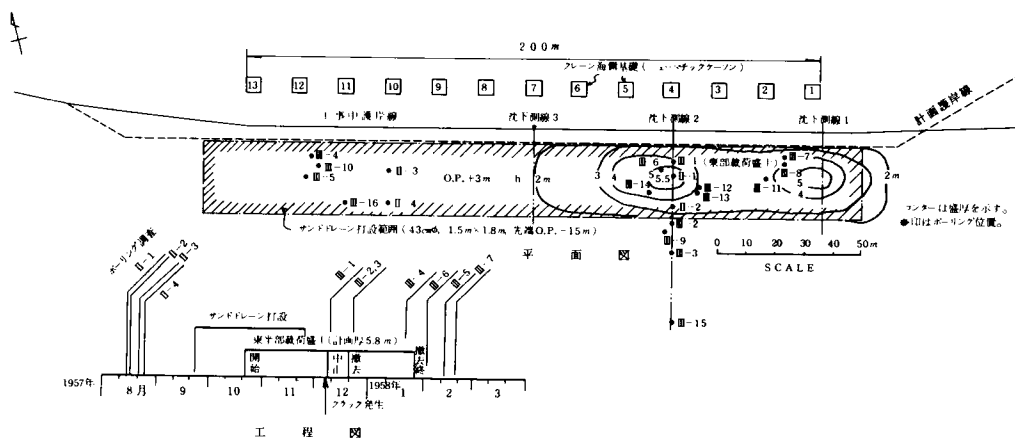


図5・7 平面と工程

5・3・1 地盤の概要

この地盤は1920年代に埋立てられ，放置されて自然の安定を待ちo.p. + 3m程度になっていたのを，本格的な土地使用のため1957～1958年にo.p. + 4.5mを目標に盛土工が行われつつあった。

地盤調査の位置やそれを行った時期は図5・7の通りである。

概略の土層構成は次の通りである。

o.p. + 3m ~ o.p. - 4m	シルト混り砂層（粘土質シルトのレンズを挟む）
- 4m ~ - 2.1m	沖積粘土層

- 2 1 m ~ - 4 0 m 洪積砂礫層 (所々に粘土層を挟む)
 - 4 0 m 以下 洪積粘土層

沖積粘土層は図 5・8 に示すように大阪湾粘土の典型で軟弱な粘土層である。

その粒度組成は,	{	粘土分	25 ~ 40 %
		シルト分	45 ~ 60 %
		砂 分	10 ~ 20 %
コンシステンシイは,	{	LL	50 ~ 80 %
		PL	30 %
		WC	40 ~ 55 %

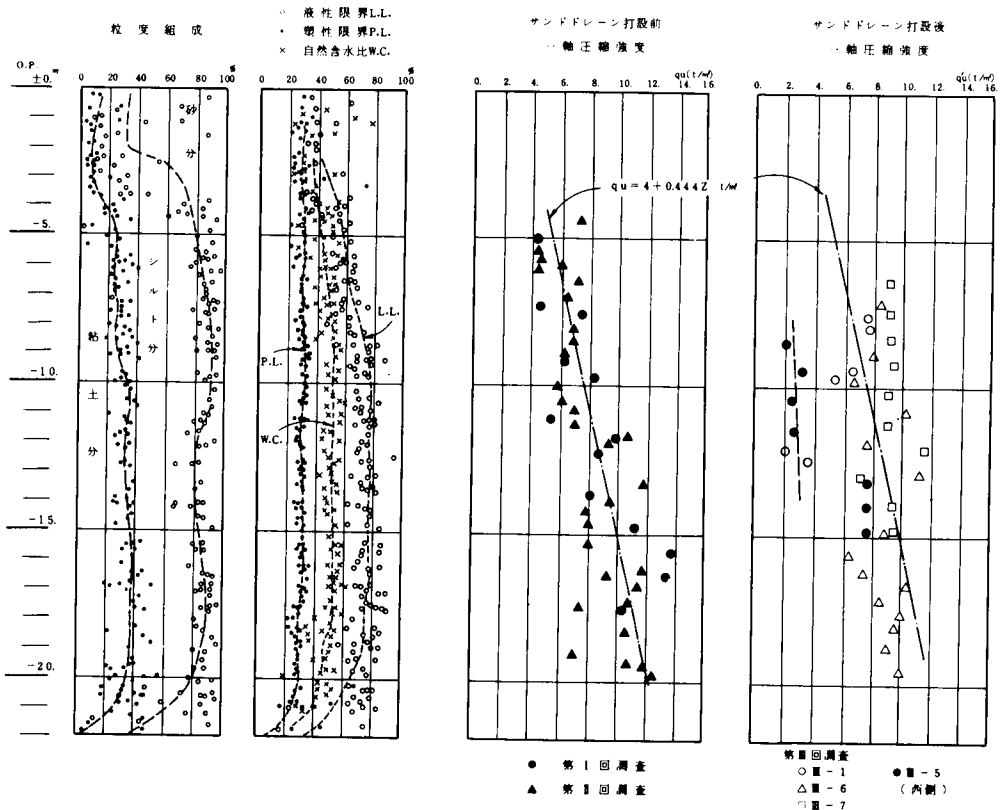


図 5・8 粘土層の土性と強度

$$\begin{aligned} \bar{q}_u &= 4 + 0.444Z & (t/m^2) & \dots\dots\dots (5.1) \\ (\bar{C}_u &= 2 + 0.222Z & " &) \end{aligned}$$

- 117 -

5・3・2 改良工事の概要

サンドドレーン工は図5・1の斜線部分に打設，1957年9月22日開始，同11月25日に終了。工法はマンドレルパイプをモンケンで打込み，砂を投入，圧縮空気で頭部を抑え，マンドレルを引き抜く方法，いわゆる打込・地盤押し分け型の工法である。

サンドドレーンは径43cm，1.5m×1.8m方形配置。本数2,100本。施工面はo.p.+3m，先端はo.p.-15mである。

載荷盛土として盛厚5.8mの計画がなされた。

圧密沈下量の計算は次のように行われていた。

	現在有効応力 (t/m^2)	現在間隙比 e_0	増加後有効応力 (t/m^2)	増加後間隙比 e_1
サンプルNo.				
T-7	8.8	1.12	16.15	1.02
T-12	10.2	1.63	17.55	1.47
T-19	14.5	1.41	21.85	1.30
	間隙比減少 $e_0 - e_1$	$1 + e_0$	層厚 $H(m)$	沈下量 $(H \times \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0})$
T-7	0.10	2.12	8.90	0.42
T-12	0.16	2.63	4.69	0.29
T-19	0.11	2.41	9.41	0.43
			計	1.14m

また，圧密時間の計算は次のように行われていた。

圧密係数については， $\bar{C}_h \div \bar{C}_v = 2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ として計算している。

サンドドレーンの平均間隔 1.75mの方形として計算する。

$$\therefore \text{有効半径 } de = 1.75m \times 1.13 = 1.98m$$

$$\text{サンドドレーンの直径 } dw = 0.43m$$

$$n = \frac{1.98}{0.43} = 4.6$$

$$\text{バロンの表から, } T_{30} = 0.03, \quad T_{50} = 0.07, \quad T_{80} = 0.18$$

$$\therefore t_{50} = \frac{T_{50} \times de^2}{C_v} = \frac{0.07 \times (198)^2}{2 \times 10^{-3}} = 13.72 \times 10^5 (\text{秒})$$

$$= 15.9 (\text{日}) \div 16 (\text{日})$$

同様に $t_{30} = 7 \text{ 日}$, $t_{80} = 41 \text{ 日}$

これを基準に、漸増荷重の場合に直した沈下曲線が、図 5・10、5・11 の計算値として示したものである。これによって、大体 50 日間程度を改良期間にとり、このときの平均粘着力の到達値は $C_u = 4.2 \text{ t/m}^2$ となる目標をたて施工の実施に踏み切ったのである。

盛土は東半部より行い、10月21日に開始された。

平均載荷速度は 300 m/日 、厚さにして 0.5 m/日 程度であった。

沈下測定は、図 5・7 に示すように、3 測線、それぞれ No.1、4、7 ケーソンにほぼ対応する線上に No.1、2、3 と設け、各々中央・海側・陸側と計 9 点で行った。これらの実測値は図 5・10、5・11 に示す通りである。

沈下の計算値と実測値とを比較すると、初期で実測の方が大きく、中期以後逆となっている。

しかしながら、ここで異常な事態となった。先行した東部盛土の最も進んだ所が計画厚さの一步手前、 5.5 m になった時、盛土の陸側斜面じりにクラックが発生、それは時々刻々幅も長さも急増して行った。クラックは相互に高さの差が無くテンションクラックのようであった。

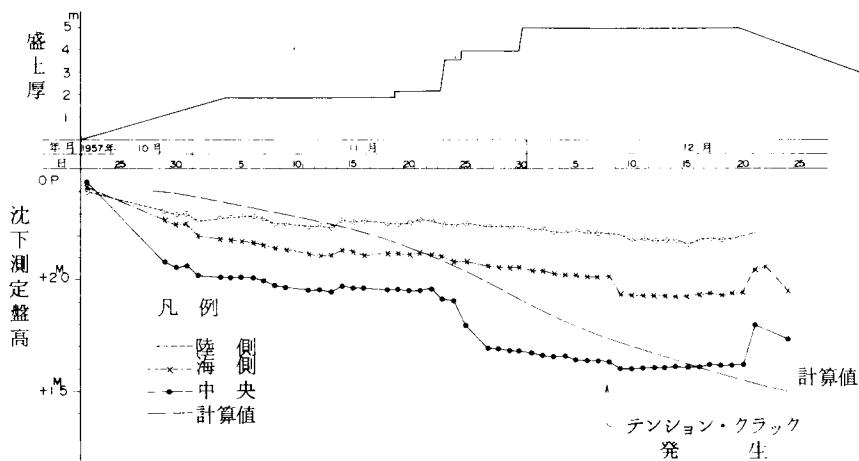


図 5・10 沈下曲線 No.1 点 (No.1 ケーソンに対応)

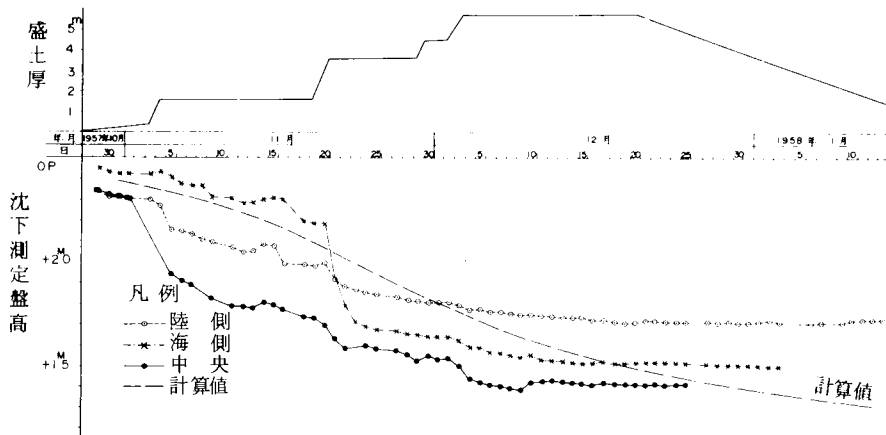


図 5.11 沈下曲線 No. 2 点 (No. 4 ケーソンに対応)

5.3.3 岸壁の滑動

観察して行くと、岸壁東半部全体の滑動と思われる様相であり、具体的事実は次の通りであった。

◎ 12月初旬、テンションクラック発見、2 mm位の幅のものが数日後、最大50 mm位のものに発達した。

◎ 沈下量も著しく増大した。振り返って観察すると、盛土厚が約3 mに達した頃から急増している。

◎ 粘土層に達していたNo. 2 ～No. 5 ケーソンに大きい水平変位が見られ、最大値約1 mに及びなおそれが続いている。

以上の事象から計画通り載荷盛土を続けることは危険と判断し、中止を決定、12月20日より盛土撤去を行い翌1月下旬終了した。

滑動後、その機構・状態を探るため、数ヶ所でボーリング調査を行った (No. III-1 ～ III-7)。これらの調査の一軸圧縮強度の値は、図 5.8 の右端のようである。特徴的なこととして、o.p.-8.5 m ～ 12.5 m 間で事前値の約40%に低下した個所が7孔の中、2孔 (III-1, III-5) 出しており、他は余り変っていない。この中 III-5 は西部に属し、その弱化は滑動を経て居らず、サンドドレ

ーン打設によるものと考えられ、またⅢ－1は東部であり打設によるものか、滑動を経てのものかは不明である。

5・3・4 安定の検討

このような東部における滑動現象を、円弧すべり法と有限要素法とで安定解析を行い点検して見た。

(1) 円弧すべり法による解析

東部の盛土厚最大部 5.5 m での断面で 2 次元問題として計算した。

◎ 各土層の強度などは次のようにとった。

	γ (t/m ³)	N 値	ϕ
盛土部	1.8	5	28°30′
砂質土層	0.8	13	31
粘性土層	0.7		$C = 2 + 0.222 Z$ (t/m ²)

◎ ケーソンは 2.55 t/m の線荷重とする。

◎ 水面を L.W.L としての o.p. + 0.6 m にとり、地盤内に残留水圧 0.8 t/m² を荷重として加えた。

◎ 盛土・砂質土と粘性土は必ずしも同時にせん断破壊しないという考え方もあるので、前者の抵抗分を 100% 入れた場合（ケース 1）と、2/3 入れた場合（ケース 2）の両方の計算を行った。

計算結果で、最も安全率の小さいすべり円は、図 5・12 に示す通りであり、安全率 f の値はケース 1 で $f_1 = 1.29$ 、ケース 2 で $f_2 = 1.21$ となった。実際に発生したテンションクラックの位置はケース 1 に近かった。

(2) 有限要素法による解析

二次元有限要素法により応力・変位を計算した。要素数は 114 でその分割は図 5・13 の通りである。

◎ 载荷盛土（o.p. + 3 m より上）と、残留水圧 0.8 t/m² を外力にとった。

◎ 変形係数は次のようにとった。すなわち、線型と見なして計算を行ったのである。砂質土はシュルツェ（E. Schultze）とメンゼンバッハ（E. Menzenbach）の説により次式を用いた。

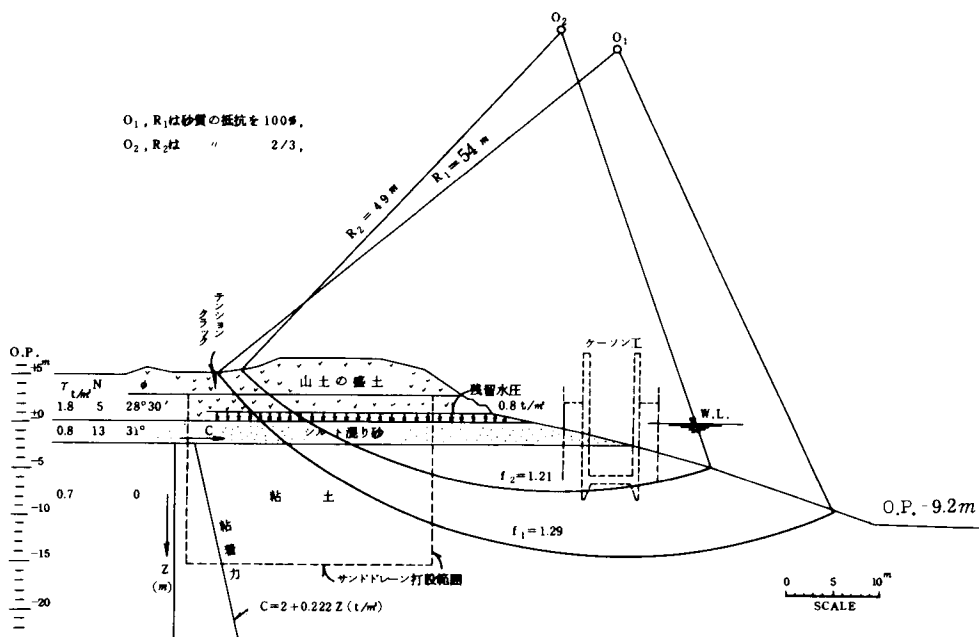


図 5.12 断面・円弧すべり説明図

$$Es = C_1 + C_2 \bar{N} \quad (k_{\frac{t}{m^2}}) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここで、 C_1 、 C_2 は土質による係数、 \bar{N} は標準貫入試験の平均値。

シルト混りの砂の場合、 $C_1 = 24$ 、 $C_2 = 5.3$ を与えており、 $\bar{N} \div 13$ であるので、

$$Es \div 24 + 5.3 \times 13 = 93 (k_{\frac{t}{m^2}}) \div 930 (t/m^2)$$

粘性土は、次式を用いた。¹¹⁾

$$Es \div 210 \times C \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

粘性土層を 5 層に分け、上より次の順の値を用いた。

$$512, 725, 909, 1,096, 1,260 (t/m^2)$$

◎ ポアソン比は、砂質土 0.3、粘性土 0.45 にとった。

計算結果は、応力については図 5.13、変位については図 5.14 に示すようなものとなった。

せん断応力度が調査による C_u 値を越すものについては図 5.13 に示した。

水平変位の最大値は 25.5cm、ゲージン位置での水平変位は 3.25cm と出て、実際に比べて著しく

小さい。

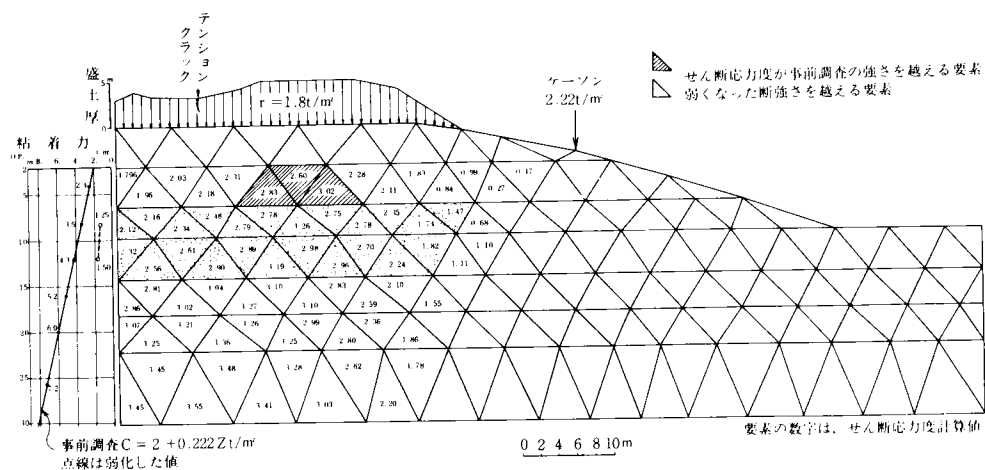


図5.13 有限要素法・応力図

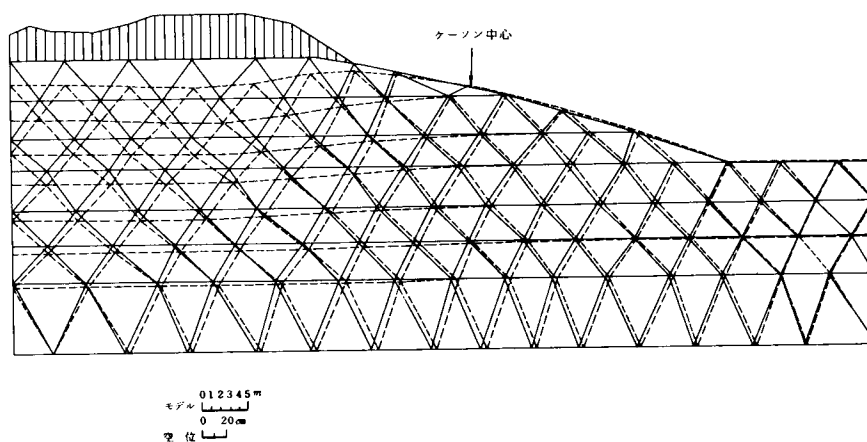


図5.14 有限要素法・変位図

◎ 有限要素法の計算による水平変位は、ケーソン位置で実測の約30分の1である。本例のような変形はかなり進んだ状態の時は、土の変形係数を質的に違ったもっと小さい値、すなわち弾性領域をはるかに越えた塑性領域のものとしての値を使わないと、近似は得られないことを示している。

◎ サンドドレーンの沈下計算と実測とはかなり相違がある。初期に沈下の大きく出たのは、盛土荷重によるせん断変形に基づくものであると考える。全体を通じて有効に圧密現象に寄与していないようである。

◎ 事前調査の土の強度で一応の安全度があると思われたに拘らず、極めて大きい変位・クラックを発生させたその要因として次のものが挙げられる。

- 大孔径の打込式サンドドレーン工事のため粘性土の一部に強度の低下が見られた。当然これに伴う間隙水圧の急上昇も考えられる。
- 上の回復を待たず、直ちに載荷盛土を行ったこと。
- ケーソンの圧気も良くない作用を与えたことも考えられる。

5・3・5 事後対策と第2次改良工事

1 mに及ぶ大きい滑動現象を生じたこの岸壁は、破壊は免れたもののサンドドレーンの切断も憂慮されるので、盛土撤去後改めて、ジェット式サンドドレーン工を設置し直し、地盤改良工事をやり直すこととなった。

やり直し地盤改良工事では、載荷盛土は極力少くして、盛厚2.2 mに抑え、その代りにウェルポイントによる水位低下工法で有効応力増加を得ることとした。

さらに、従来より詳細な地盤調査も行い、杭打などそれぞれの時期の強度変化を調べることにしたが、それらの工程は図5・15に示す。その他、間隙水圧計3ヶ所も設置した。工程の都合で止むなく木杭打設作業、ケーソン工も進行させた。

ジェット式サンドドレーンは、深さo.p. - 17 mまで、配置は第1回の打込式サンドドレーン工の中間位置とし、東西併せて541本。

この打設機は表5・3のようなもので、先端ビットは4・3・1のものより少し大きくして290 mm ϕ とした。

水位低下工については次のような見解を採った。

o.p. + 1 m前後から - 4 m附近までは比較的透水の良い砂層が拡がり、これは北側の木津川に通ずる滞水層である。すなわち、3・2でいう地下水補給源の極めて近い条件にある。したがって北面には図5・16に示すようにシートパイルを打ち地下水補給を遮断することとした。

ウェルポイントは、図5・17に示すように、まず東部で40 m \times 81 m、次に西部で37 m \times 123 m

の大きさで囲んだ。それらのピッチは全部1 m、揚水ポンプと真空ポンプは4台使った。揚水期間は工程のように、東部3.5ヶ月、西部2ヶ月であるが、工事現場の諸事情で盛土に合せて一斉に運転し得なかった。水位低下量は、平均して2.5 mであった。

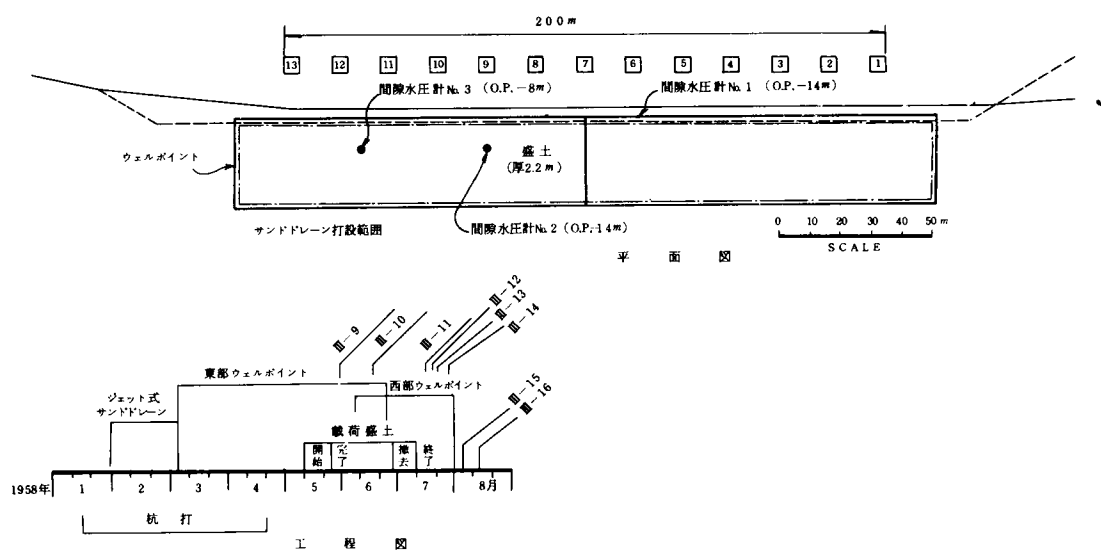


図5・15 第2次改良平面と工程

表5・3 ジェット式サンドドレーン使用設備

名 称	仕 様	数 量
10cmφ タービン	50 HP	1 台
7.5cmφ タービン	20 HP	1 台
ピ ッ ト	3段 20 m	2 基
や ぐ ら	鉄パイプ製	1 台
ウ ィ ン チ	5 HP	2 台

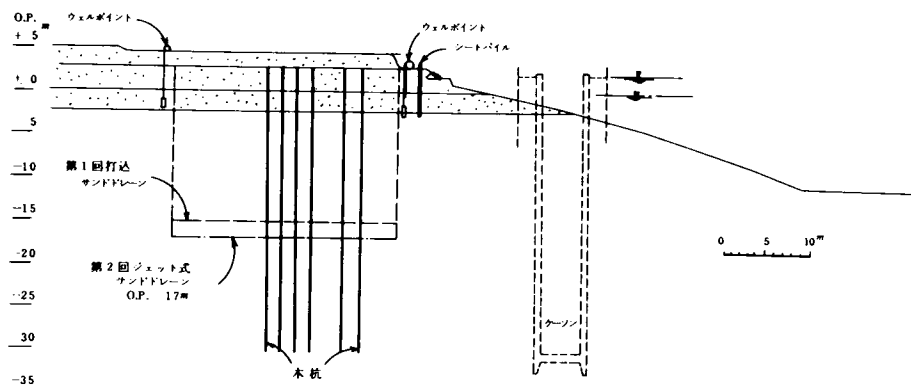


図5-16 第2回サンドドレーン断面図

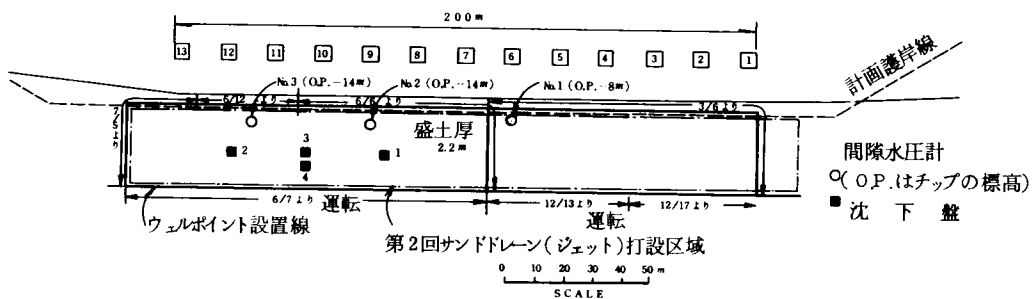


図5-17 平面図

沈下量は次のように計算した。

仮に新しく打ったジェット式サンドドレーンのみで沈下速度を計算する。

$$\begin{array}{ll} \text{盛土厚 } 2.2 \text{ m の 載荷圧力 } 3.5 \text{ t/m}^2, \text{ 粘土層中央で } 2.75 \text{ t/m}^2 & \\ \text{水位低下工による有効応力増加} & 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \text{計} & 6 \text{ t/m}^2 \end{array}$$

$$\text{これによる } 100 \% \text{ 圧密沈下量} \quad 73 \text{ cm}$$

$$\text{サンドドレーンの平均間隔} \quad 2.94 \text{ m} \times 2.94 \text{ m} \quad \text{方形}$$

$$\therefore \text{有効半径 } de = 2.94 \text{ m} \times 1.13 = 3.32 \text{ m}$$

$$\text{サンドドレーンの直径 } dw = 0.29 \text{ m}$$

$$n = \frac{3.32}{0.29} = 11.4$$

$$\text{バロンの表から} \quad T_{30} = 0.07, \quad T_{50} = 0.15, \quad T_{80} = 0.35$$

$$Cv = 2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec} \quad \text{とすると,}$$

$$\begin{aligned} \therefore t_{50} &= \frac{T_{50} \times de^2}{Cv} = \frac{0.15 \times (332)^2}{2 \times 10^{-3}} = 8.267 \times 10^6 \text{ (秒)} \\ &= 96 \text{ (日)} \end{aligned}$$

$$\text{同様に, } t_{30} = 47 \text{ 日}, \quad t_{80} = 224 \text{ 日}$$

これらの計算値は瞬時載荷のものであるので、これを元に漸増荷重の条件で作り直したのが、図 5・18 の計算値として示したものである。実測沈下は図 5・17 に示す 4 点で測定され、その結果は、図示の通りであるが、平均的には、約 20 cm で、計算より若干早く沈下している。圧密としては不十分であったが、工程などの諸事情もあり、盛土工は 6 月末に撤去せざるを得なくなり、水位低下工のみ 7 月末まで継続された。

間隙水圧の測定については次のようである。

図 5・17 に示す 3 点で粘性土中の間隙水圧測定を行った。それらの結果は図 5・19 に示す。杭打工とケーソン工とが地盤改良に並行して進められたので非常に複雑な動きが見られる。わけでもケーソン工の圧気の影響が強く感じられた。そのことを傍証するものとして、Ⅲグループのボーリング調査で下部の砂層に到達すると強い空気の噴出によって泥水が吹き出すのが観察された。

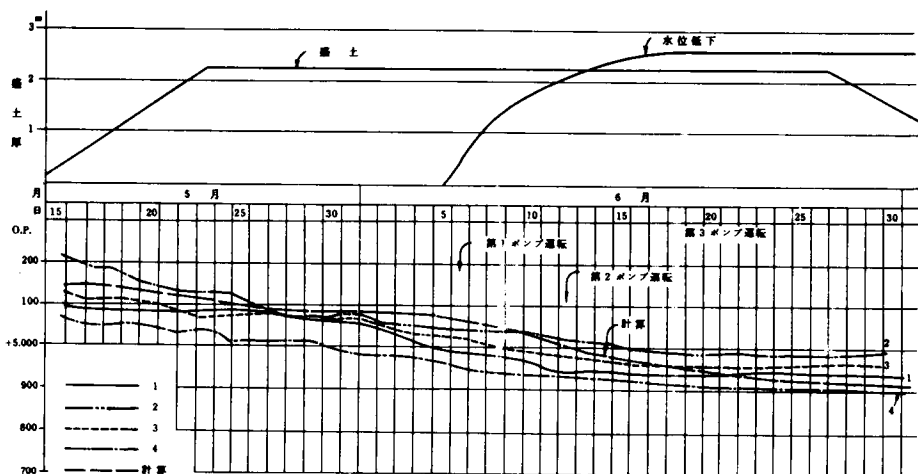


図5-18 沈下曲線

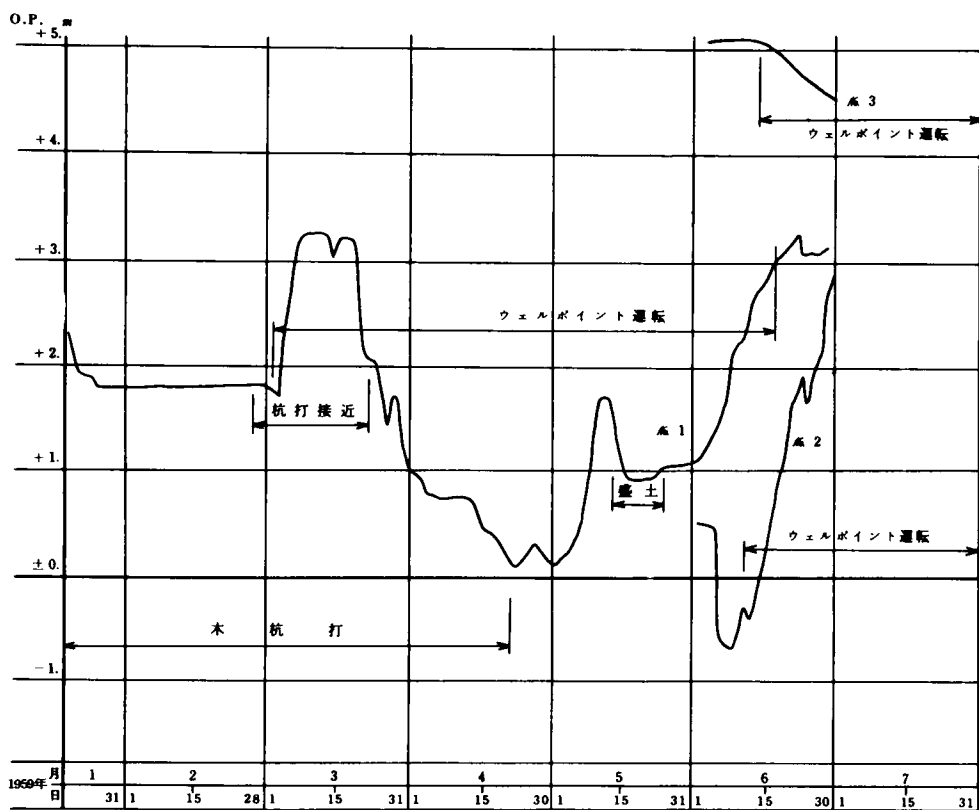


図5-19 間隙水圧観測値

5・3・6 改 良 結 果

第2回の地盤改良前後の一軸圧縮強度の比較は、図5・20に示す通りである。概して著しい増加は得られていないが、西部では極度に弱い部分が無いこと、東部では平均値が少し上昇している。一応地盤改良は打切られた。

第2回の地盤改良は、杭打・ケーソンと並行してこれらの良くない影響のあったこと、工事現場の諸事情から盛土と水位低下の効果を全区域同時に作用させていない、改良期間の過少など、充分なものとはいえない難いものとなった。それで一応の地盤強度の回復と上昇がみられた後は改良工を打ち切り、その代り石炭荷重を当分は計画の半分すなわち5 mにすることになった。

これは、約10年間を経た後、計画の10 m 積荷にされ無事使用が続けられている。

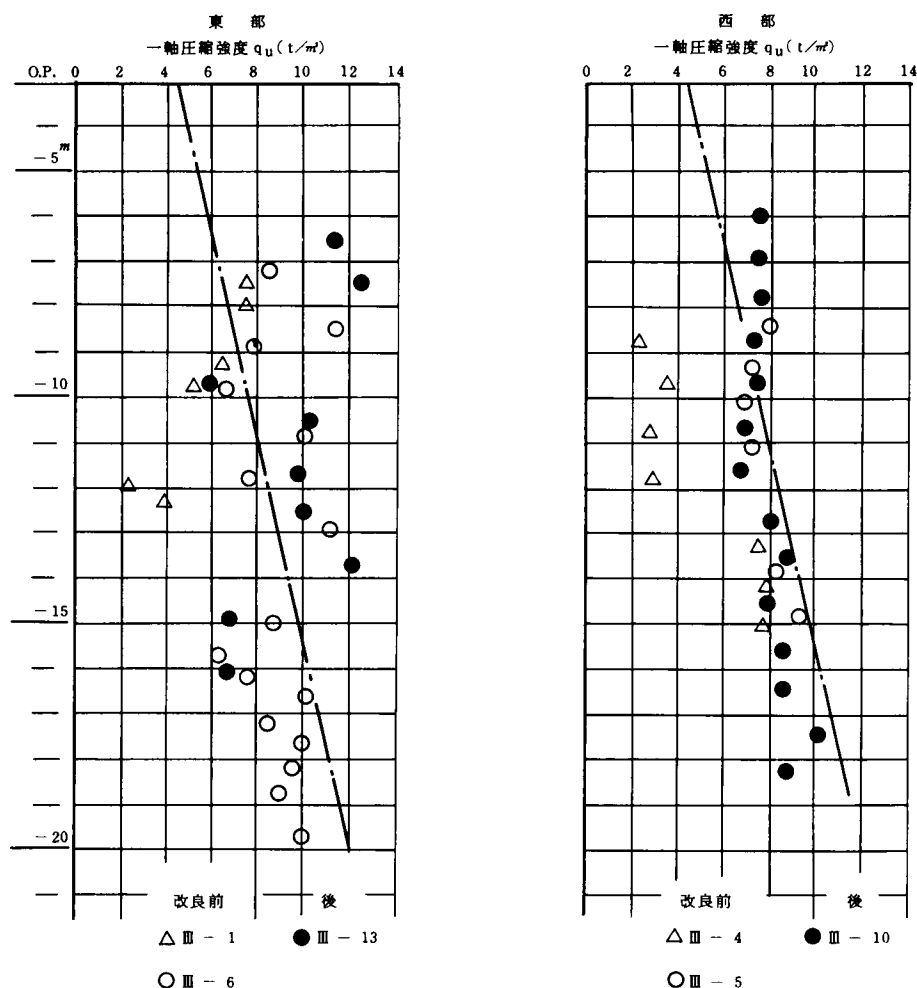


図5・20 一軸圧縮強度比較

5・4 埋立地における広域な改良の例^{4) 5)}

5・4・1 概 説

南港ポートタウンは埋立3区とも呼ばれ、大阪南港埋立各地のほぼ中央、幅1km弱、長さ1km強の埋立造成地である。埋立前の海底はほぼo.p. -3.5mで、厚い沖積粘土で覆われていた。

埋立および地盤改良工事の経過などは、図5・21、5・22に示す通りである。

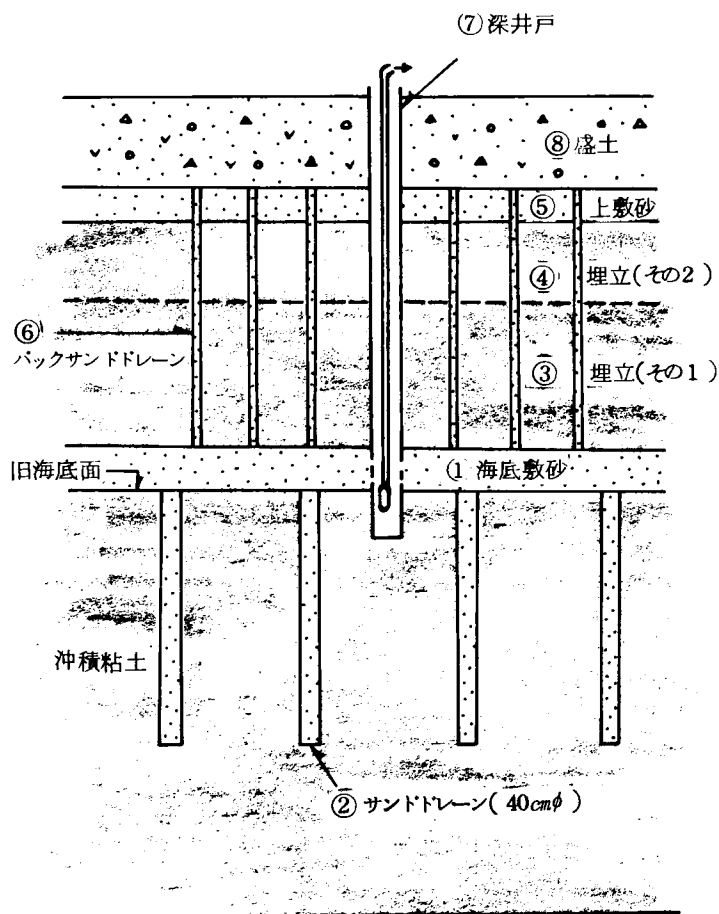


図5・21 南港ポートタウン造成・地盤改良模式図

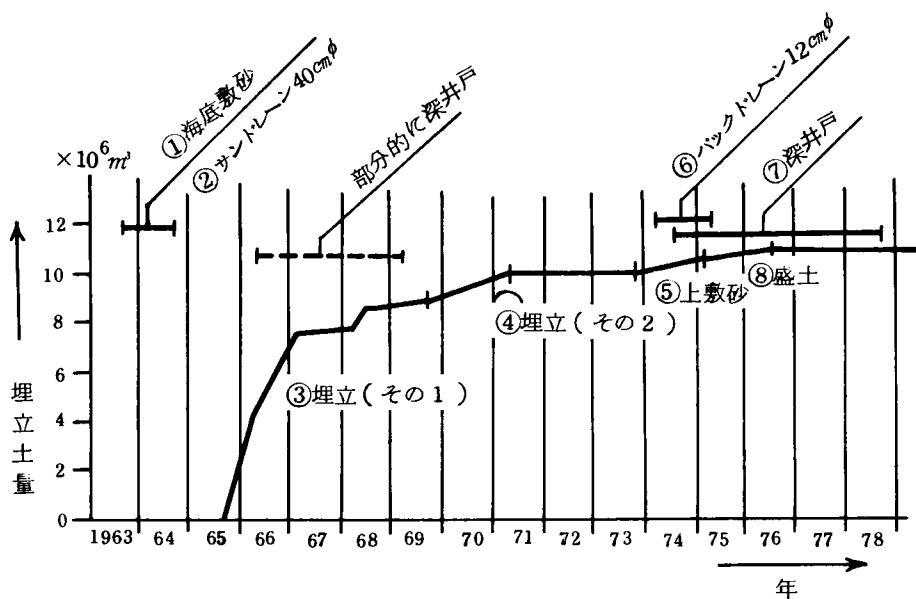


図5・22 南港ポートタウン埋立・地盤改良の工程

順序によって述べれば、

- | | |
|-------------------------|-------------------|
| (1) 海底敷砂 | 1963年10月～1964年10月 |
| (2) サンドドレーン (40 cmφ) | 1963年10月～1964年10月 |
| (3) 埋立(その1) | 1965年9月～1969年11月 |
| (4) 埋立(その2) | 1970年6月～1971年5月 |
| (5) 上敷砂 | 1973年12月～1975年2月 |
| (6) バックサンドドレーン (12 cmφ) | 1974年2月～1975年4月 |
| (7) 深井戸 | 1974年6月～1978年10月 |
| (8) 盛土 | 1974年3月～1976年8月 |

(さらに部分的には、1966年3月から1969年3月間に、深井戸工法の断続運転で若干の水位低下工法を行っている。)

5・4・2 地盤の概要

模式的な地盤の概念図は、図 5・23 に示す通りであり、その標高はほぼ 1978 年頃のもので現した。

それぞれ各土層の特徴を要約して示すと次の通りである。

(1) 盛土

瀬戸内海より運ばれた山土(シルト混り砂が多い)、および市内工事残土が用いられている。場所により土質は大いに相異なる。

(2) 上敷砂

海砂が 1～2 m を目標に散布されたが、めり込みや片押し施工のため、3～5 m に達する所や 0.5 m の所も稀にある。

D_{10} の値は大体 0.1 mm～0.25 mm、 D_{60} が 0.33 mm～1 mm 程度である。

(3) 埋立土

周辺海底土を浚渫ポンプ船で吹込んだものである。従って旧海底の沖積粘土が埋立材料の主体となっている。しかしながら吹込時の吐出口との相対位置より土性の大きい傾向に差があり、概して東寄の方が粗い粒度のように見られる。土質試験結果を通観すると、次の沖積粘土のように深さとの関連が見られず、各部分がランダムな変化を示しており、また所々に砂質土のレンズを挟んでいる。液性限界は大体 75～105 % 位のものが多い(図 5・24)。

(4) 海底敷砂

今回の水位低下工法の直接揚水に使われた土層であり、瀬戸内海団子の瀬より運ばれて来たきれいな海砂である。同工法を計画実施するため意図的に選ばれた良質砂層である。設計厚さ 1.2 m であるが、実際には 1～2 m の厚さで分布している。稀には 0.5 m の所もあるが、連続性の良い人工透水層を形成している。粒度は、 D_{10} が 0.05 mm～0.2 mm、 D_{60} は 0.28 mm～1 mm 程度である。

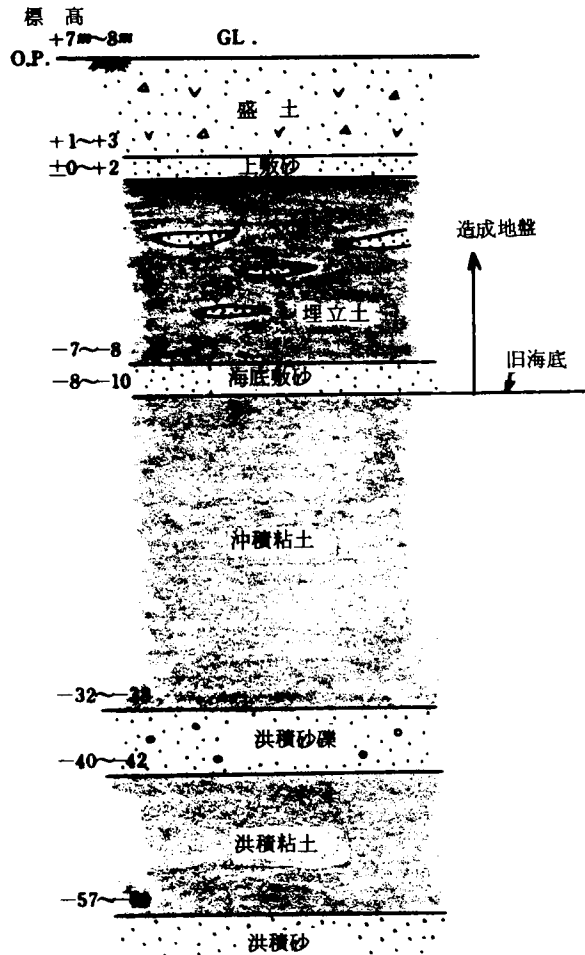


図 5・23 南港地盤概念図(1978)

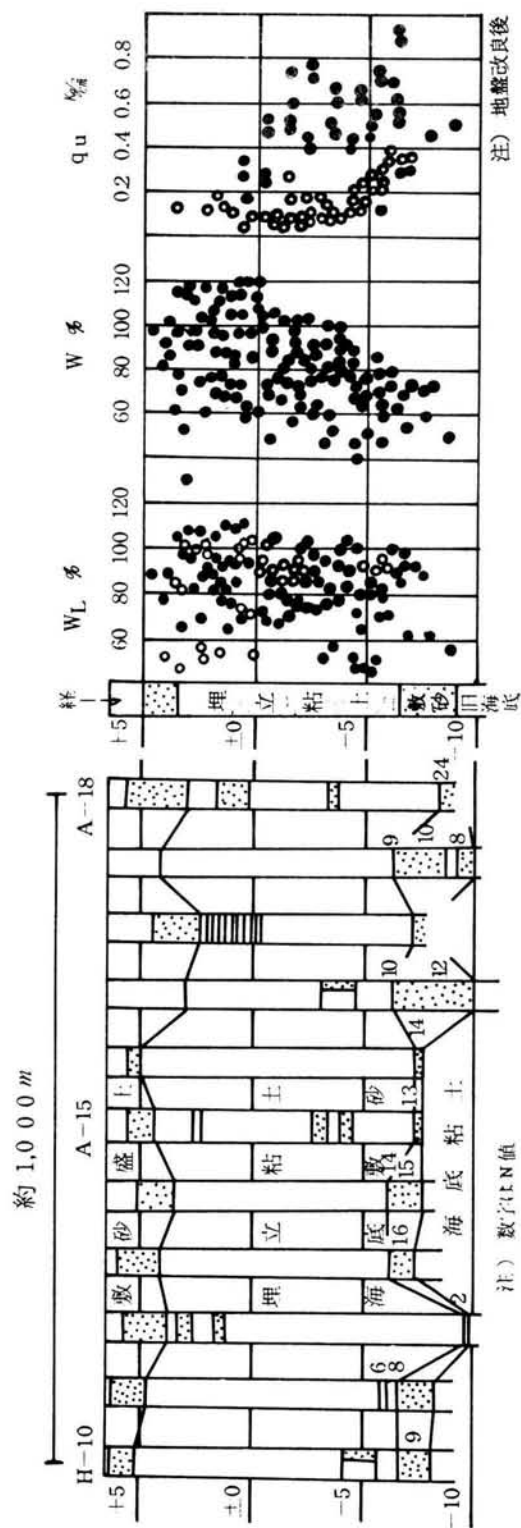


図 5・24 埋立地の成層状況 (岩崎による)⁴⁾

(5) 沖積粘土

後で詳しく示すように、その土性は上・中・下部とかなり変化している。特に洪積砂礫と接する最下部は砂分が漸増している。液性限界は上で80、中部110、下部60%前後の平均値となっている。

(6) 洪積砂礫

ほとんどの所がN値50を越す安定した土層となっている。支持層として、多くの構造物の杭基礎に対して期待された土層であるが、部分的には層厚が薄く不安な所も出ている。

5・4・3 沖積粘土層の土性変化⁶⁾

地質学的な見地による考察を示す。例えば前田⁷⁾によれば、大阪沖積粘土層中部は約8000年前から始った縄文海進の堆積物で上部は約2000年前に始った海退に伴う三角州堆積物であるとしている。また清水⁸⁾も、東京湾の沖積粘土層の海水準変動と土性の变化とに言及した研究を示している。

著者らは南港沖積土の土性変化と、試料中の珪藻・花粉の微化石分析結果とを比較し、堆積環境との相関を考察して見た。

物理試験結果と圧縮性の深さに対する変化は、図5・25に示すように、o.p. - 20 m附近でピークを形成し、下部では砂分の多い土層へと漸変している。

珪藻は、温度・塩分濃度・無機塩類などに鋭敏に反応して住み別けている。これを利用して堆積時の環境を知る手掛りにしようとするものである。今回用いた1本のボーリング・13個の試料で得られた珪藻の産出総種数は60、この中海性種47、淡水性種13であった。その結果は、図5・26に示すごとくであるが、図中海水面として示した点線は推定される海水準変動である。

図に見られるように、o.p. - 20 mをピークとする-18 m ~ -21 mの最多部分、-21 m ~ -23 mの最少部分、これらの上部と、下部の4区分に大体分けられるようである。珪藻含有度と海水準変動とは比較的一致している。

花粉分析の結果は、花粉構成図(Pollen-Diagram)として図5・27に示す。これは、顕微鏡で樹木花粉を約300~400個数え、その中での樹種の構成比を百分率で現したものである。同時に観察された非樹木花粉、胞子を加えた三者の相対比をも右側に示した。全体にモミ、マツ、ツガ、スギなどの針葉樹の花粉が優勢で70~80%を示すものが多い。カシ、ニレ、ケヤキなど広葉樹のものは20~30%であるが、No.39と49とでカシが、約50%を示している。カシには常緑と落葉のものがあるが、両者の植生はNo.40と42との間で入れ替るようである。

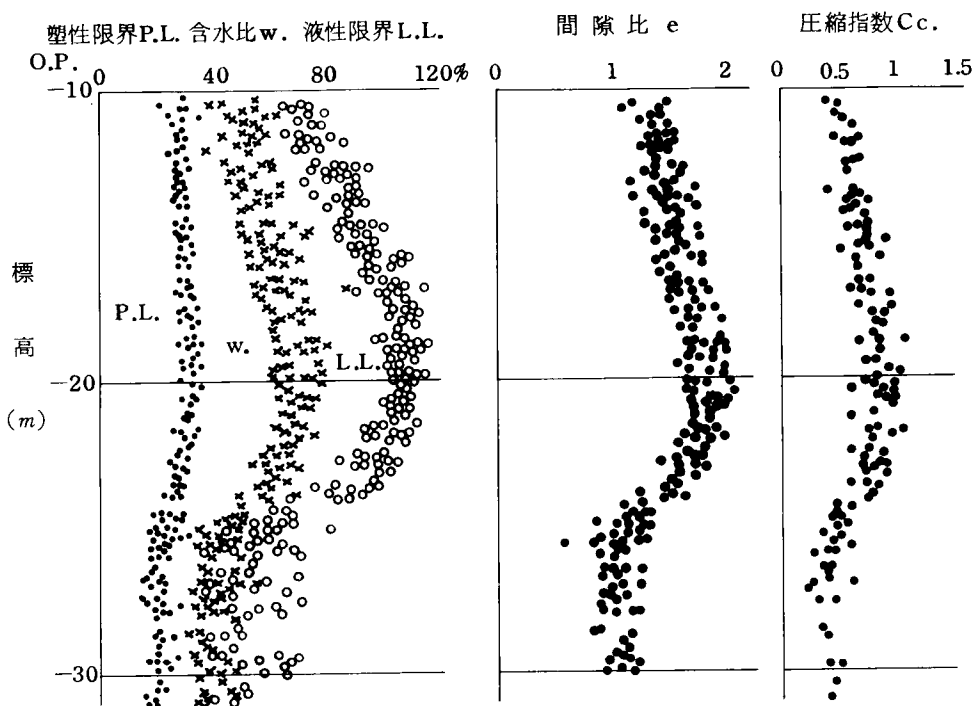


図5・25 大阪港地区の沖積粘土の土性

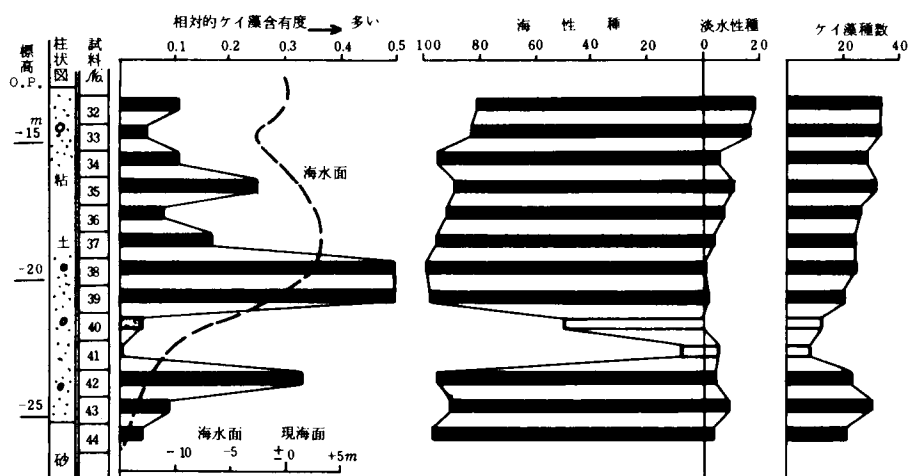


図5・26 珪藻分析結果一覧図

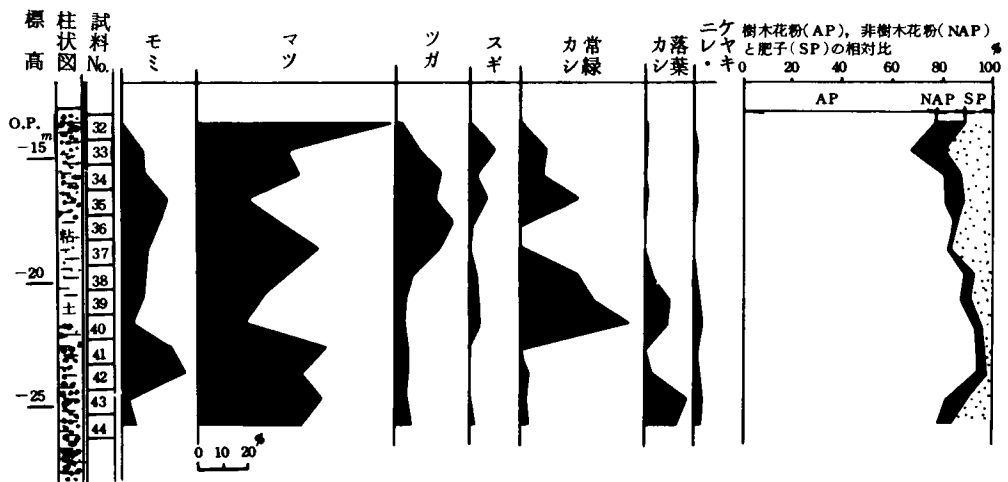


図 5・27 花 粉 構 成 図

以上の分析を通じて次のことが指摘できる。珪藻の相対的含有度はNo. 38, 39 が最も多く他はその半分以下である。このことは、一枚の粘土層中ではほぼ1サイクルの生物生産量変化を示していると考えられる。また、海性種と淡水性種の比を見ると、全体の中で20%以下の変化であるがNo. 38と39附近が最も海性種に富み、逆に上・下部のNo. 32, 43 で淡水性種の増加が見られる。このことから堆積環境に1サイクルの変化のあったことが推定できる。すなわち、この1サイクルとは、縄文海進をピークとするもので、その時の堆積土がNo. 38 39 附近だと考察されるのである。

また、前田の測定による南港連絡橋の試料によるC₁₄を用いた絶対年代の測定などと併せ、まとめて図表にすると、図 5・28 のごとく現し得た。

これらを考察して、この粘土層を均一な単一土層として解析するのは不当であり、堆積環境によりそれぞれ異なった土性変化が生じているのは当然であるので、図 5・29 のような圧密特性も上・中・下と3群に分けて解析を進めることとした。

すなわち、前に述べた著者の見解の通り、一見して均一のよう感じられる粘土層においても、詳しい調査によってその変化の様相など、地盤の相という観点に立って考察を進めることの必要な証査である。

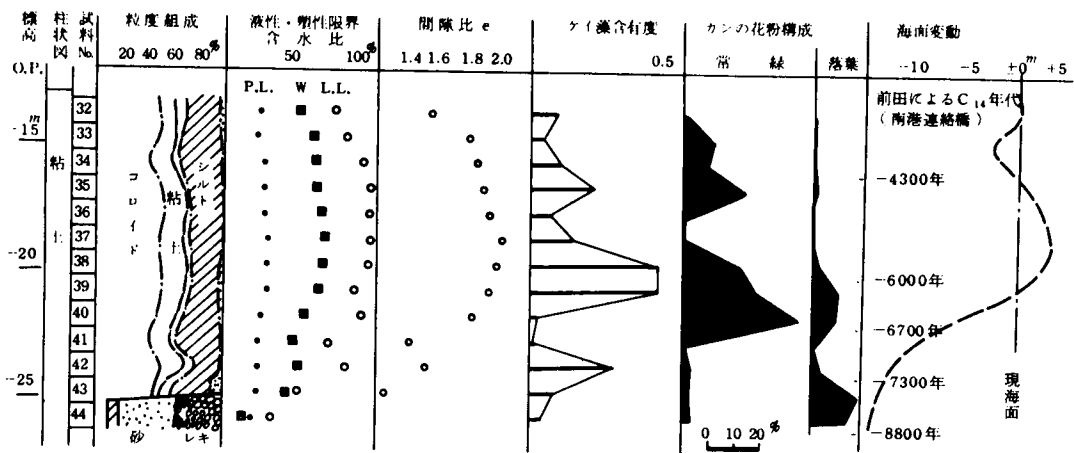


図 5・28 微化石分析結果と土性の相関総合図

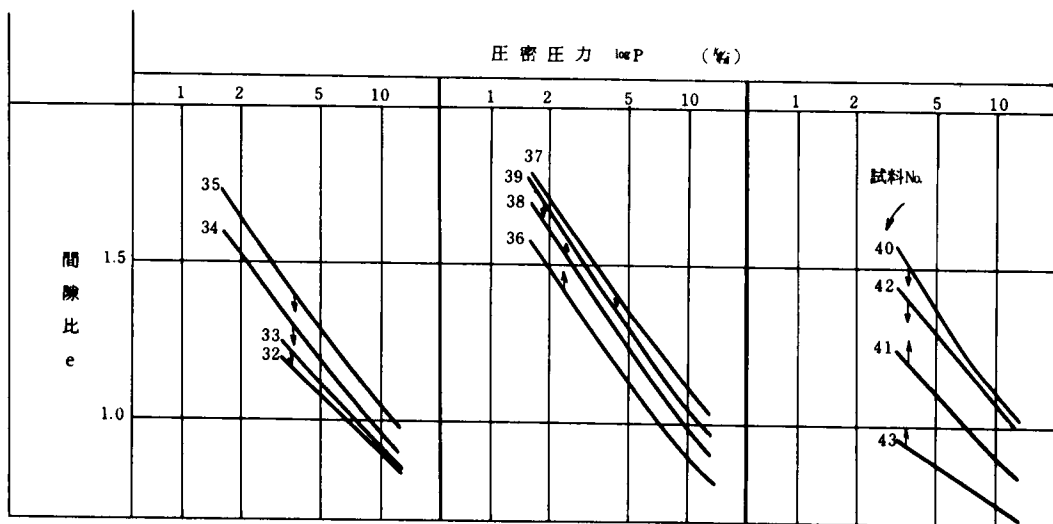


図 5・29 各試料 $e - \log P$ 関係図

5・4・4 改良工事の概要

埋立地供用開始後の残留沈下を極力小さくすることに主眼点が置かれた。そのため、埋立粘土層・沖積粘土層の圧密を早期に進める。その手段として海底敷砂に深井戸を設け、水位低下を可能な限り大きく発生させ、強制圧密の手段とする。余盛載荷は残土処分・工費の観点から採用されなかった。また、旧海底の沖積粘土層はサンドドレーン工（ $40\text{cm}\phi$ ， 3.55m ピッチ）により、また埋立粘土層はバックサンドドレーン工（ $12\text{cm}\phi$ ，ピッチ $1\sim 2\text{m}$ ，一部ペーパードレーン 0.8m 三角配置）により圧密を加速させることにされた。

典型的な2層型の人工透水層を利用した脱水工法が採られたわけである。

水位低下の工法は深井戸工法が採られた。その理由は、比較的透水度が大きいこと、地表部における他の工事との兼ね合いでウェルポイント工では配管が支障になることであった。

深井戸は最初数本の揚水を試み、その傾向から逐次試行的に増設し、大体平均間隔は、図5・30のように約 150m で45本設けた。

試験揚水により透水係数を算したものは、平均 2×10^{-2} ，最大 1×10^{-1} ，最小 1×10^{-3} （ cm/sec ）であった。

地下水の状態は、図5・30の点線が揚水前の自然地下水位であり、実線が低下した水位である。

5・4・5 圧密沈下の計算と実測

計算に入れた諸条件は図5・32の通りである。間隙比の分布がかなり幅を持っているので、 e_0 小と e_0 大の両者で囲み、この両方について計算を進めた。埋立粘土層については、通常のパロンの方法によったが、沖積粘土層については、不貫通ドレーンとなるので、4・2・5で示した著者の方法を用いて計算した。

全体としての、地表の沈下の概況は、図5・31の通りであり、場所によりかなりの差がある。最も大きい要因は埋立粘土層の厚さにかかなりの差のあるためである。特に沈下の大きい南西部は一度局部的に沖積粘土層が掘り取られ、ここに埋立土砂が仮埋めされていて、それが取られた跡に埋立粘土が厚く入れられた特殊な部分である。ここは敷砂層も深くにあるため、水位低下量も一段大きかった所である。

計算による沈下理論曲線と実測沈下量との比較を示したのが、図5・33～5・40である。全体としてかなり良い一致を見ている。

また、間隙比の変化に対する理論値と調査による実測値との比較は、図5・41～5・52のごとくである。

5・4・6 改 良 結 果

図 5・53 に間隙比の変化と、一軸圧縮強度の動きの大勢を関連づけて示した。

この地盤改良は、他に比べて極めて広い面積にわたって行われたもので、他のものが点・線的な改良とすれば、これは面的なものである。したがって地盤の条件にも極めて差異があり、造成条件も異なるが、詳しい調査と確度の高い計算によってかなり良い一致を見、改良の成果も著しかった。水位低下工法を採ったことは、載荷盛土法のみによる場合に比べて、格段の工費・工期の面で有利であることを実証した。また、残留沈下も極めて少いことが予想されている。

5・5 結 語

実施諸例をまとめた表 5・1 を通観して指摘できることは、鉛直ドレーン工法の用いられる地盤の型は砂層を具有した粘性土層の場合が多い。したがって水位低下工法の併用が有利な条件であることが多いのである。成功率の高いものは、改良期間を充分に取っている場合であることも指摘できる。なお、一般にジェット式サンドドレーンの成功率が高い。

詳述した 3 工事の例については次のことを挙げ得る。

- ◎ 打込式サンドドレーンの大孔径のものは、強度の極めて小さい地盤を除いて周辺の乱れ、透水性低下などの問題があり、打設直後の載荷は避けるべきである。
- ◎ 土性の変化も考慮して著者の方法で計算した場合、実測とかなり良い一致を見ている。
- ◎ 水位低下工法が有利な圧密手段となっている。
- ◎ 水位低下時の動的コンテストは不適である。

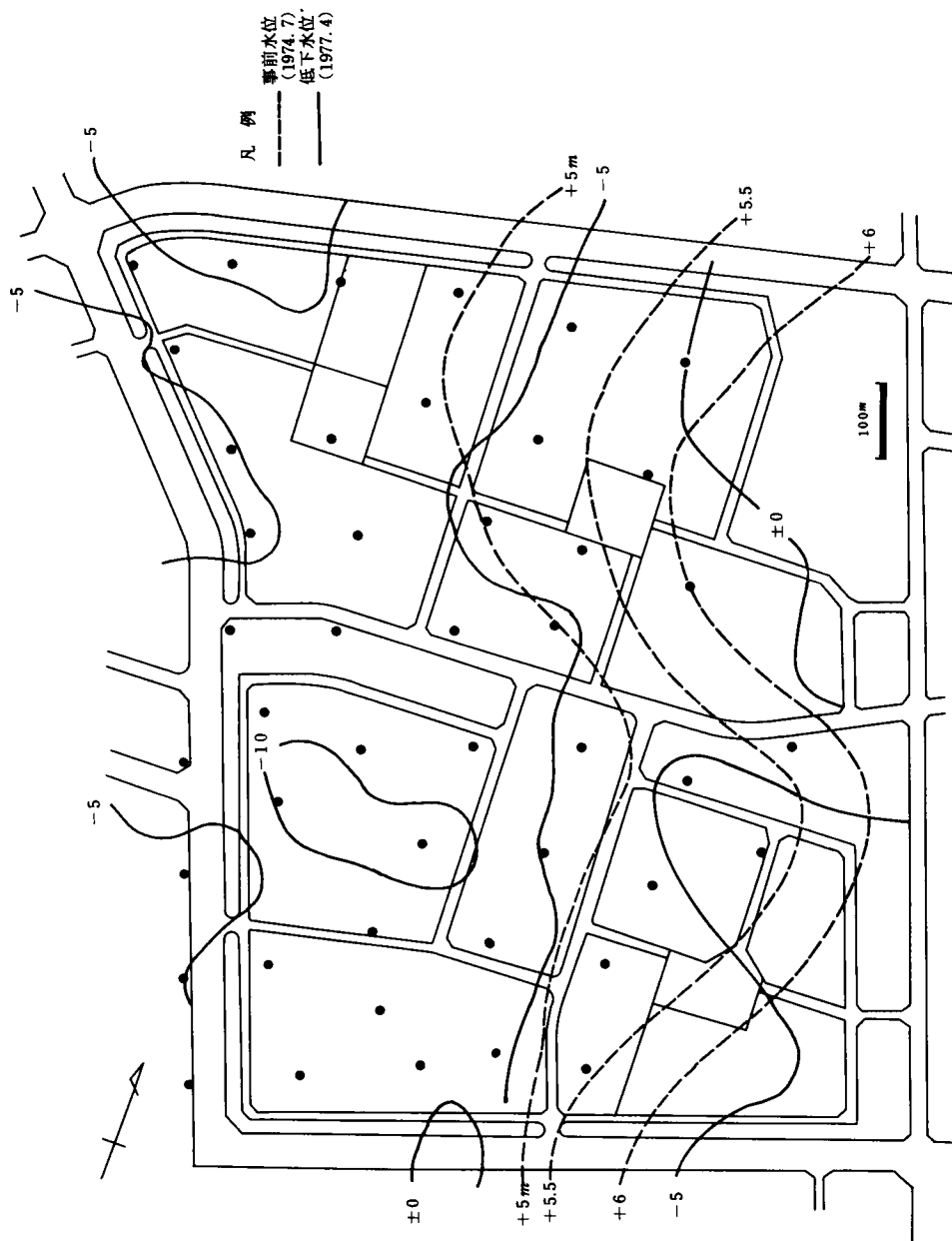


図 5・30 水 位 コ ン タ ー

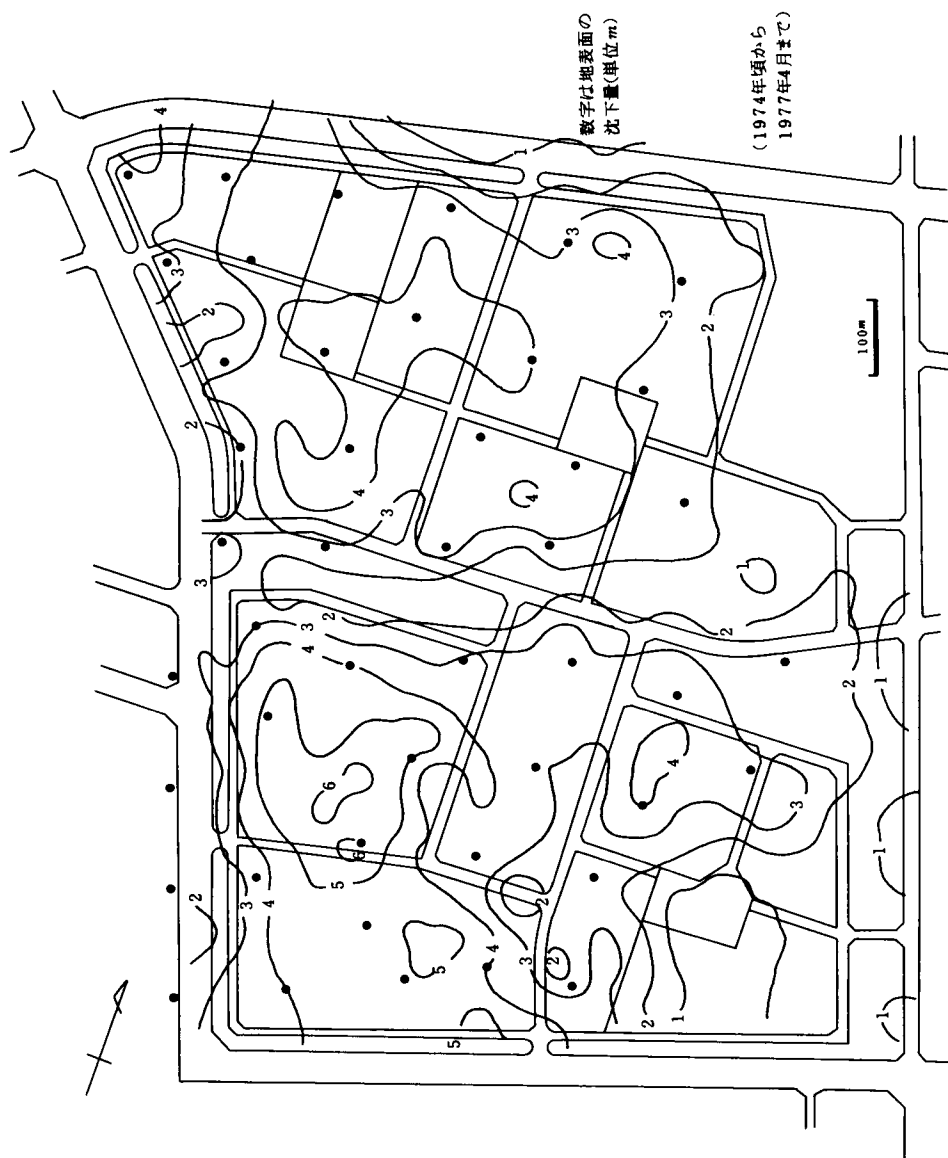


図5・31 地表地下のコンター

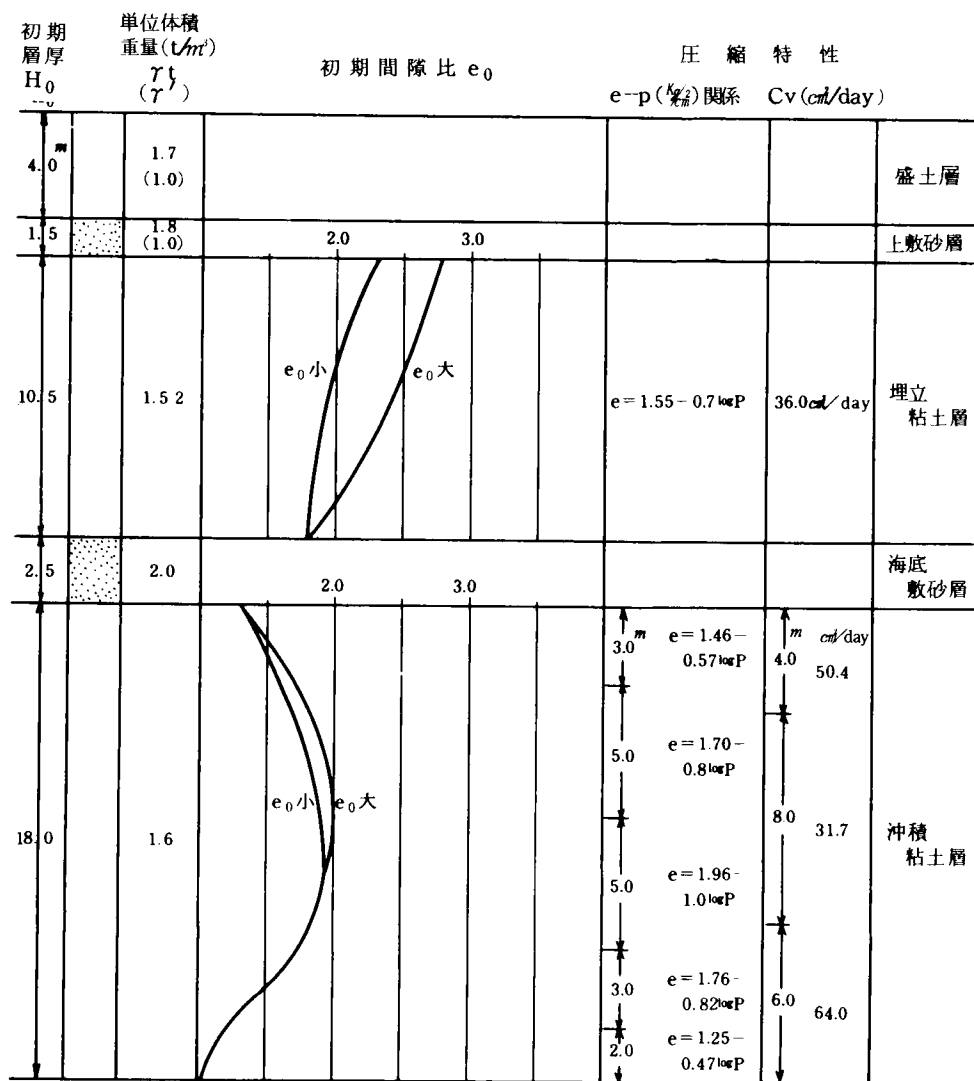


図 5・32 1 住区地盤条件

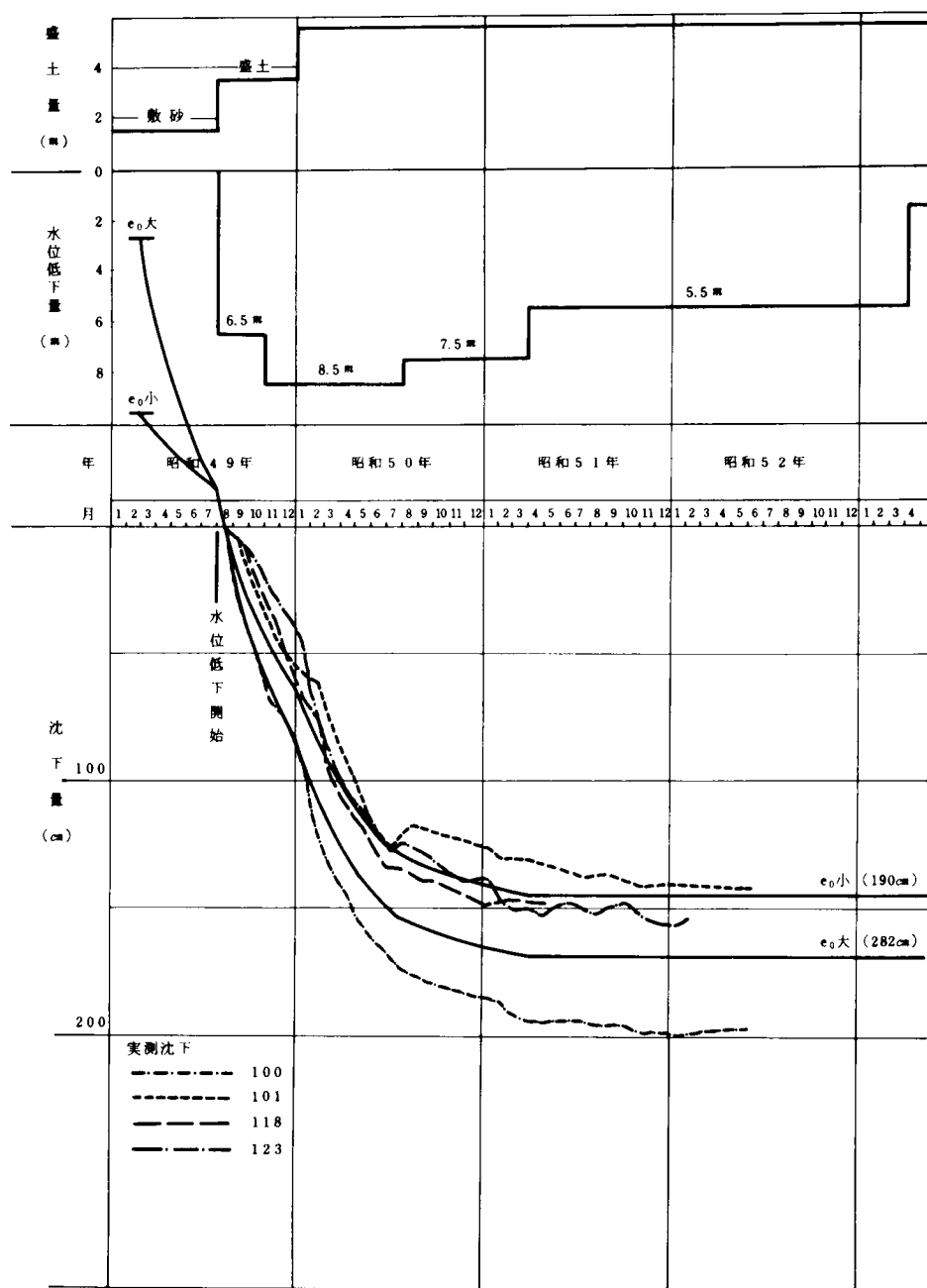


図5・33 1 住区埋立層 理論—实测沈下比較

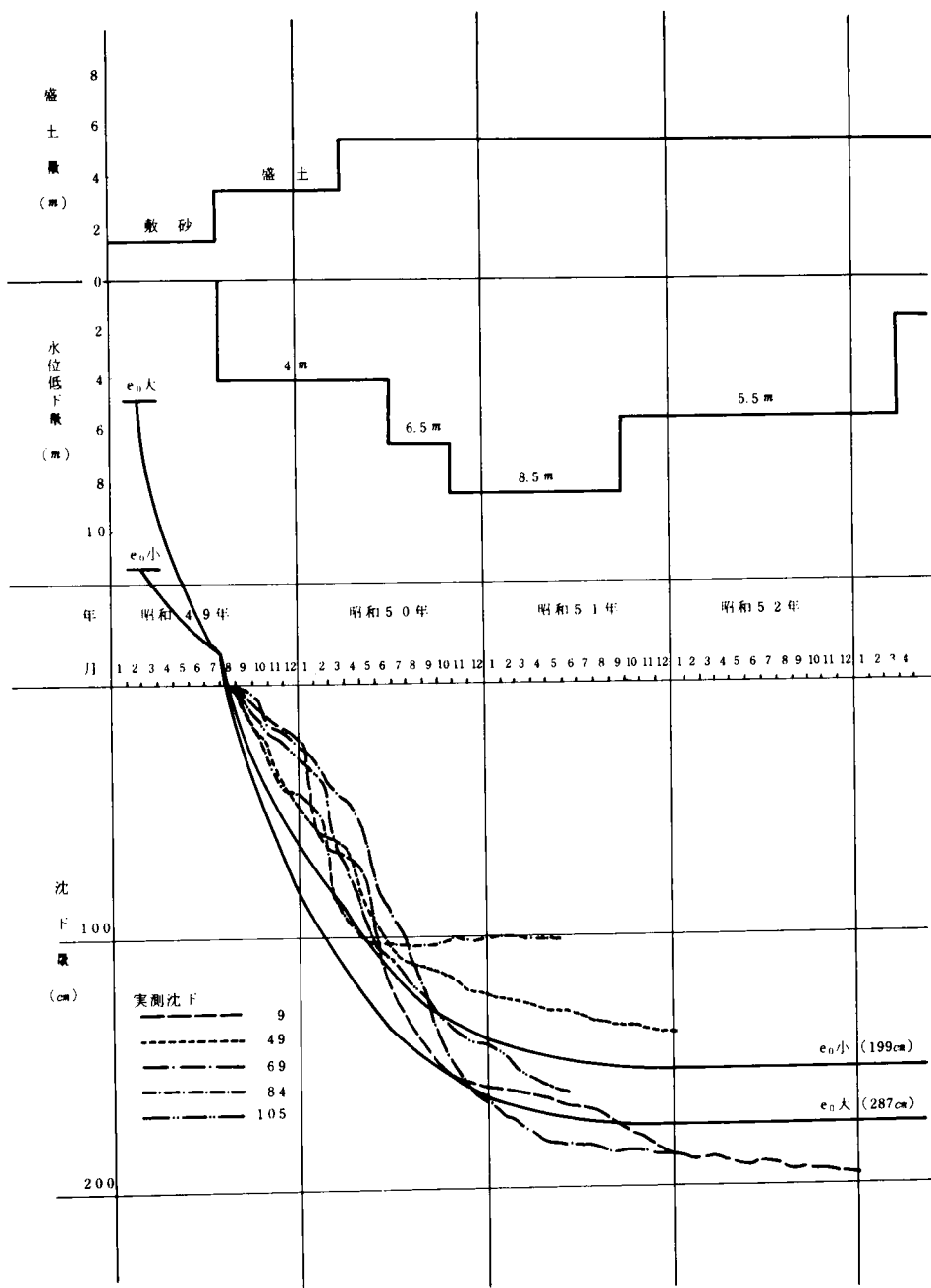


図 5-34 2 住区埋立層 理論—実測沈下比較

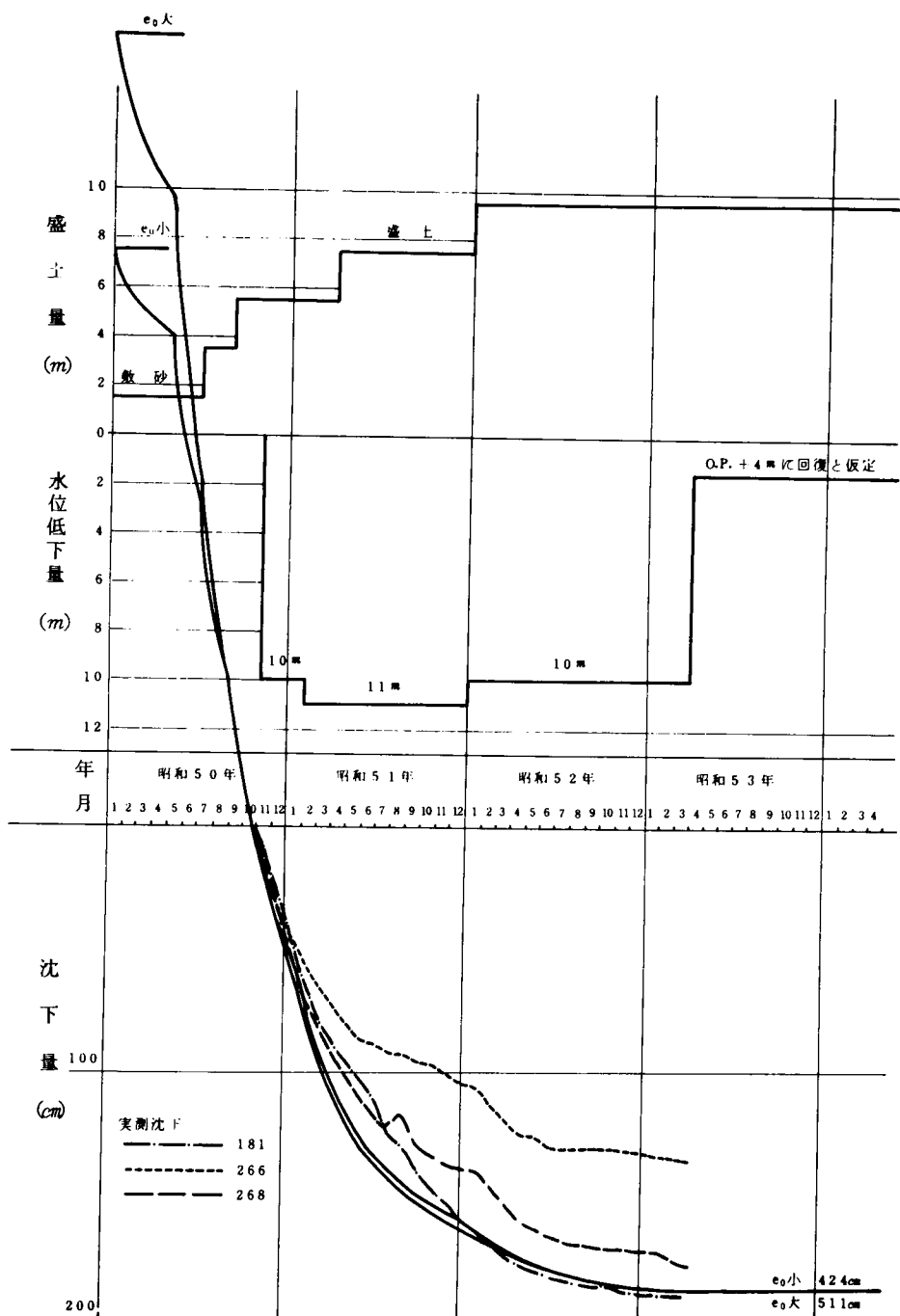


図5・35 3住区(一般)埋立層 理論-実測沈下比較

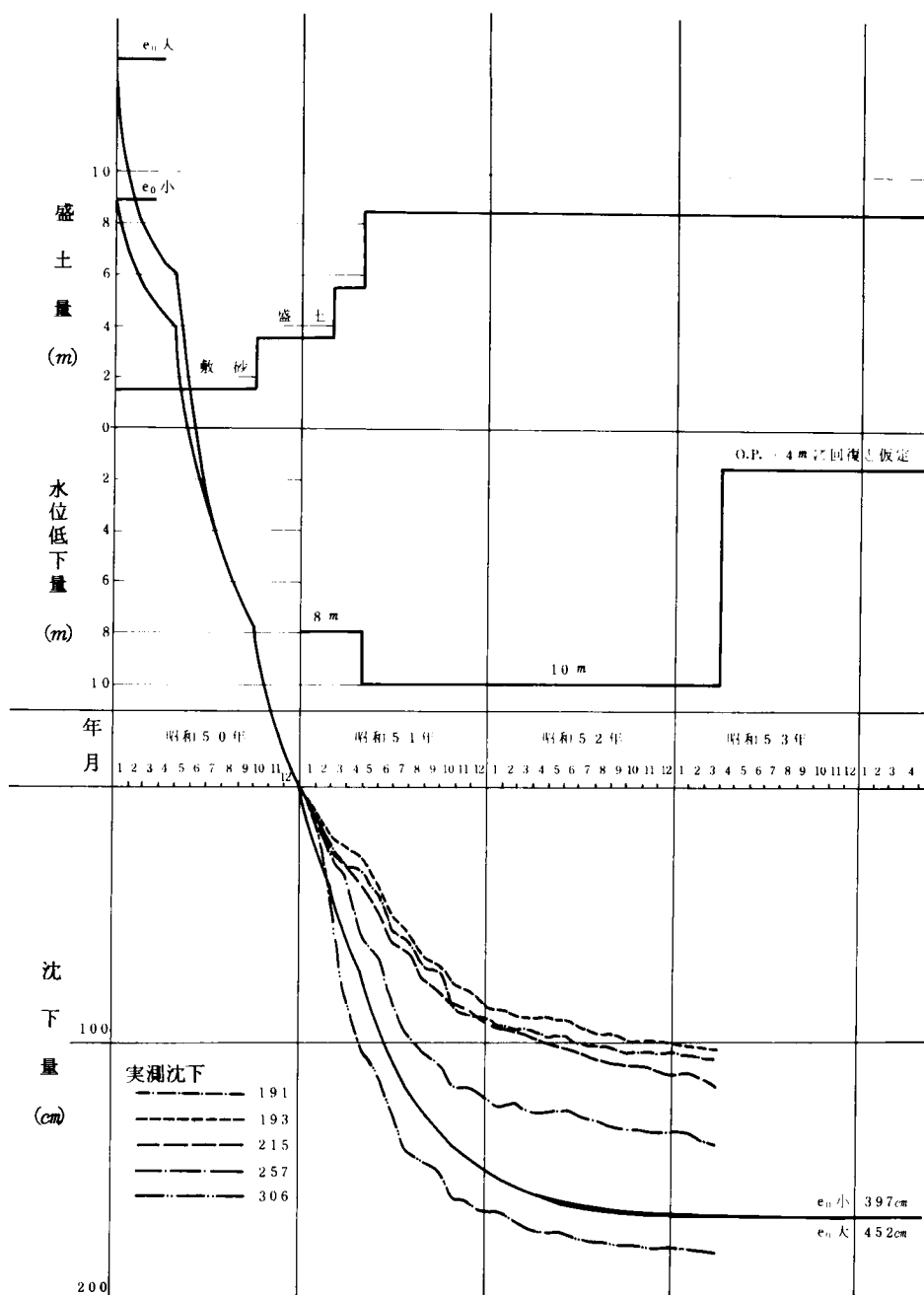


図5・36 4住区埋立層 理論—実測沈下比較

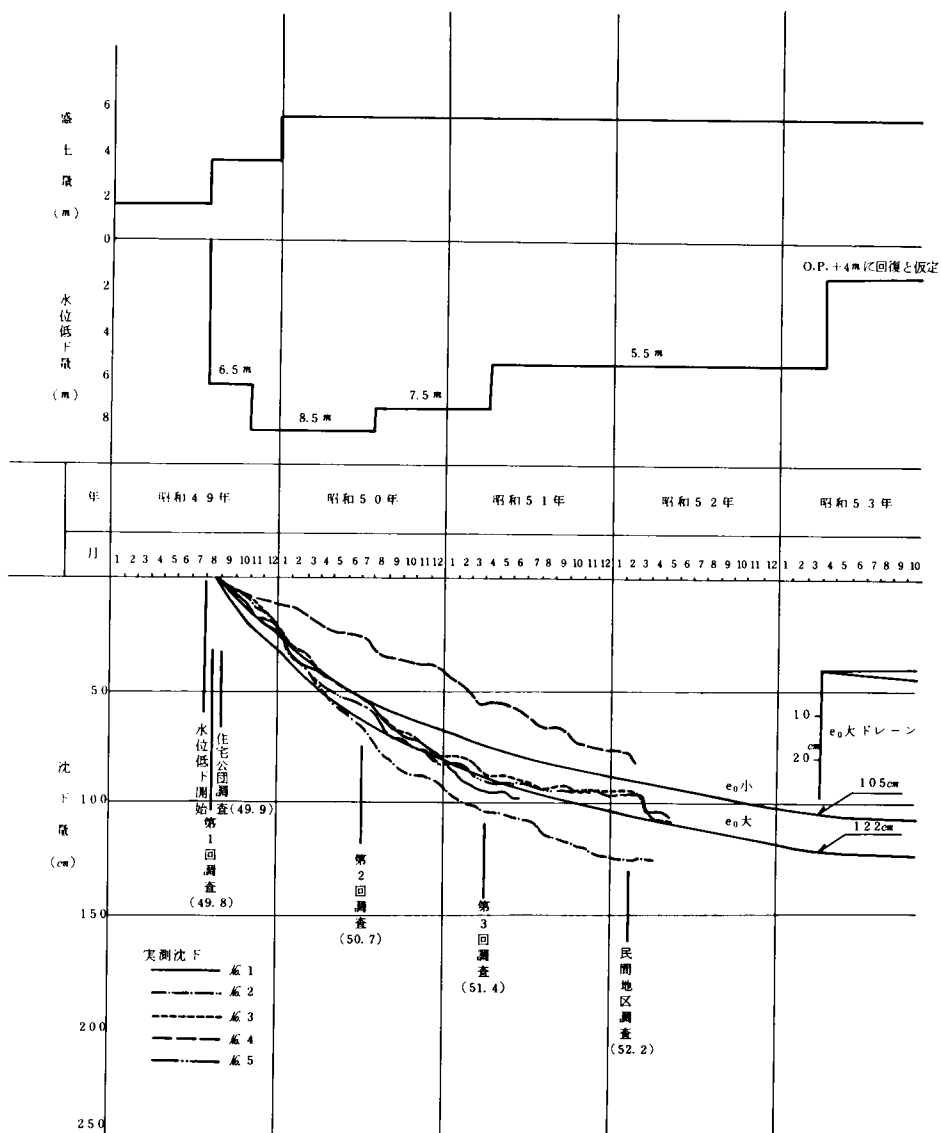


図5・37 実測沈下

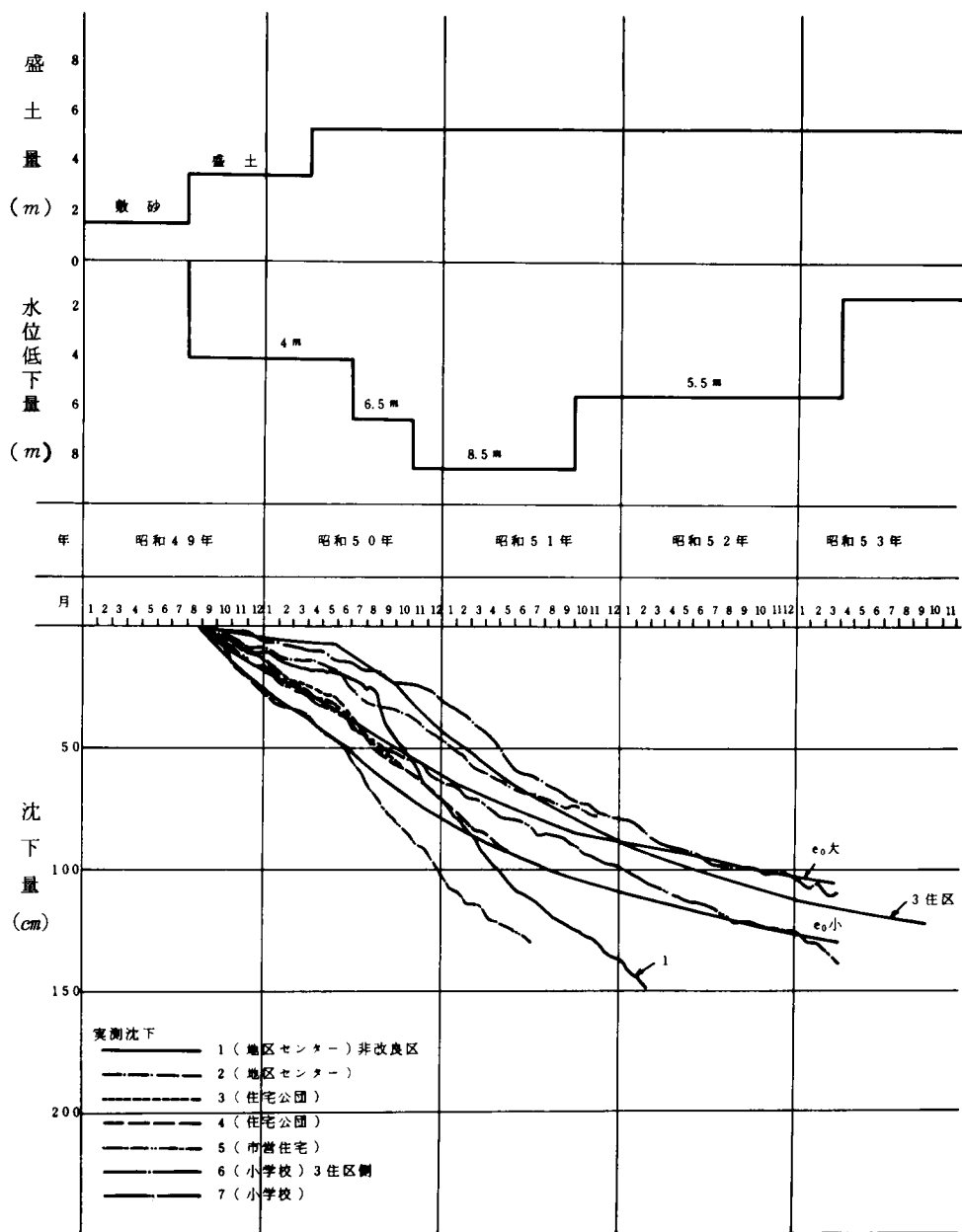


図5.38 実測沈下

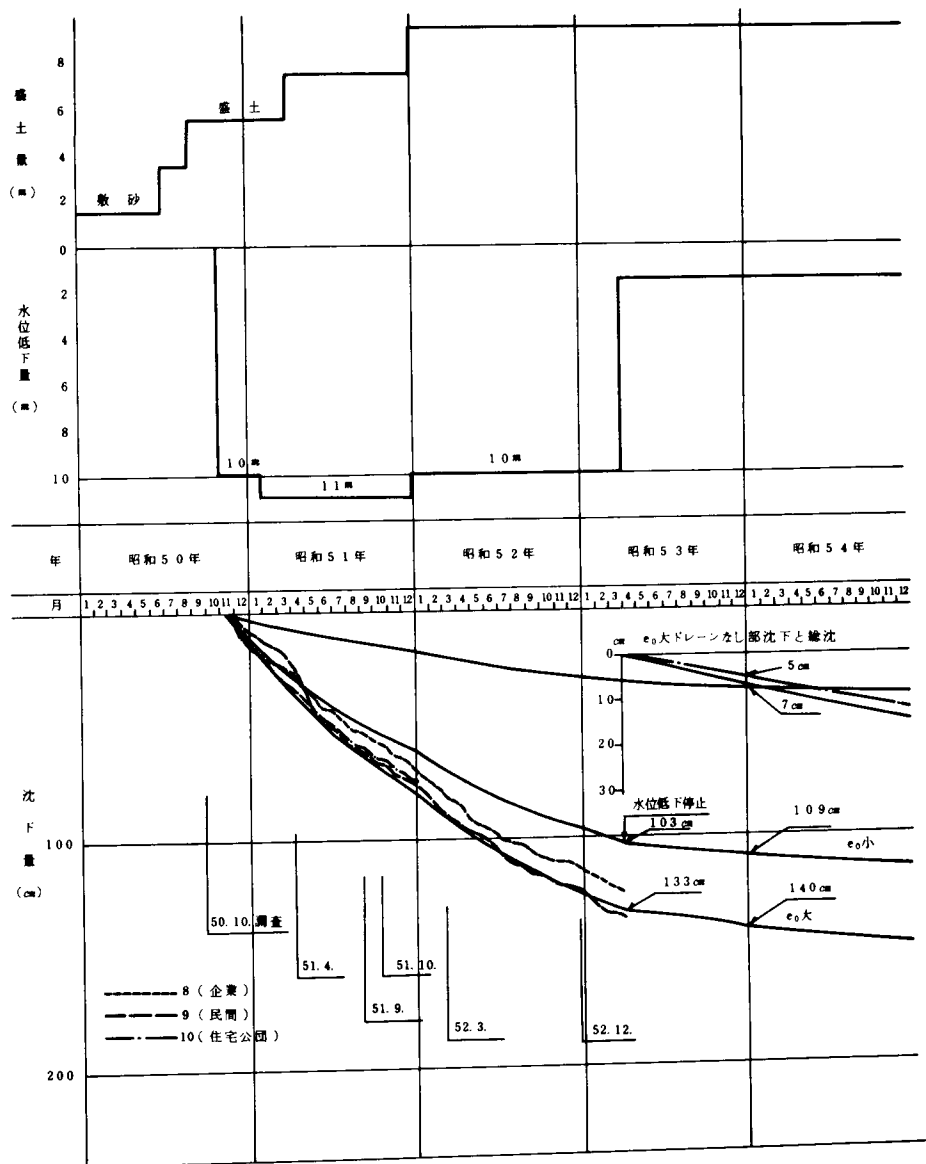


図5・39 実測沈下

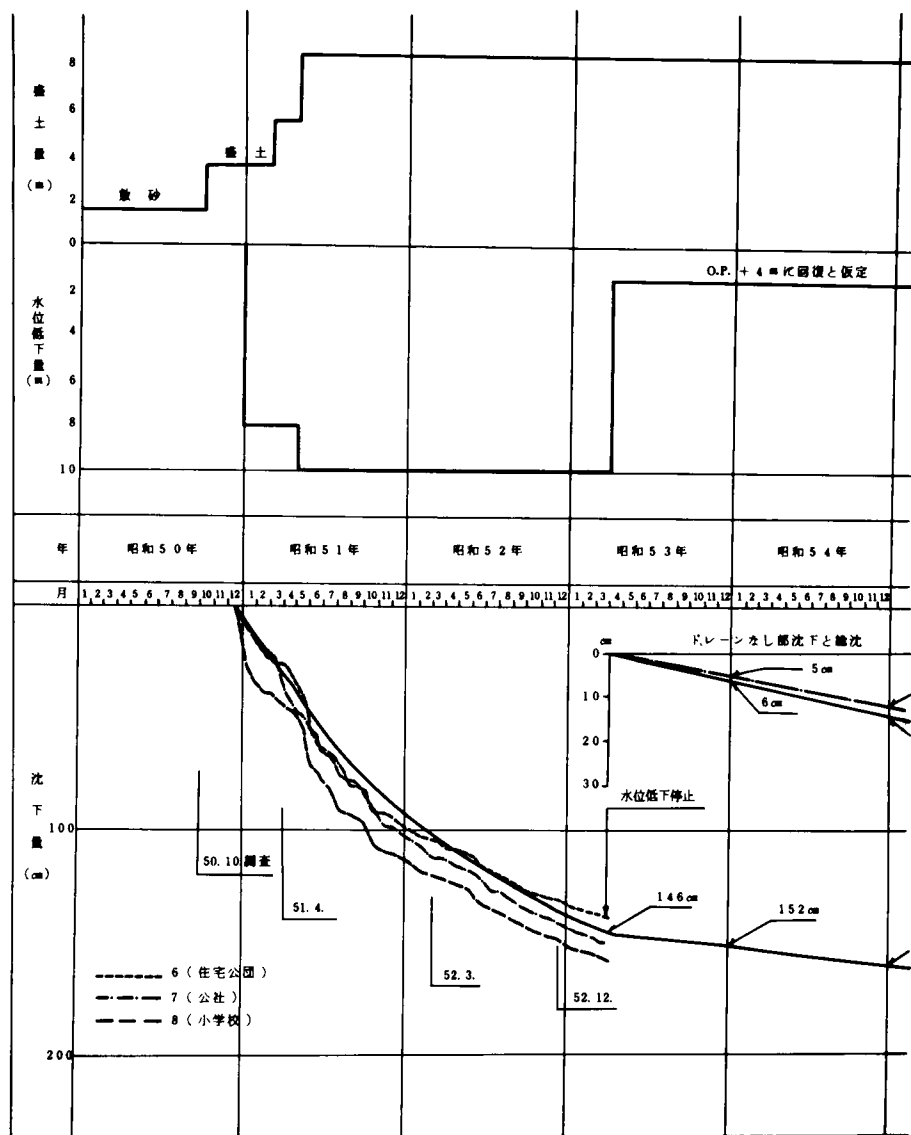
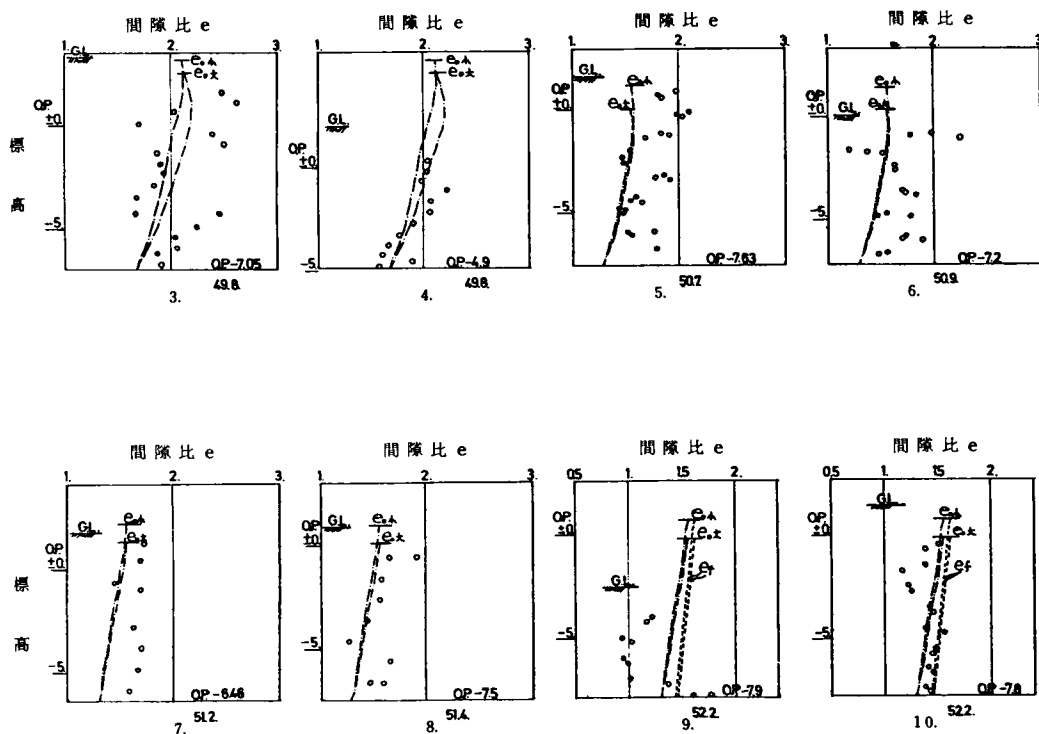
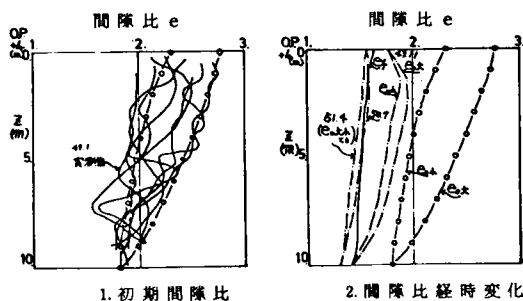


図 5・40 実 測 沈 下



注) G.L. とあるのは土質調査による埋立粘土表面を示す。
52. 2. とあるのは調査年月日

図5・41 ポートタウン 1住区, 2住区 埋立層
間隙比 理論 - 実測比較図

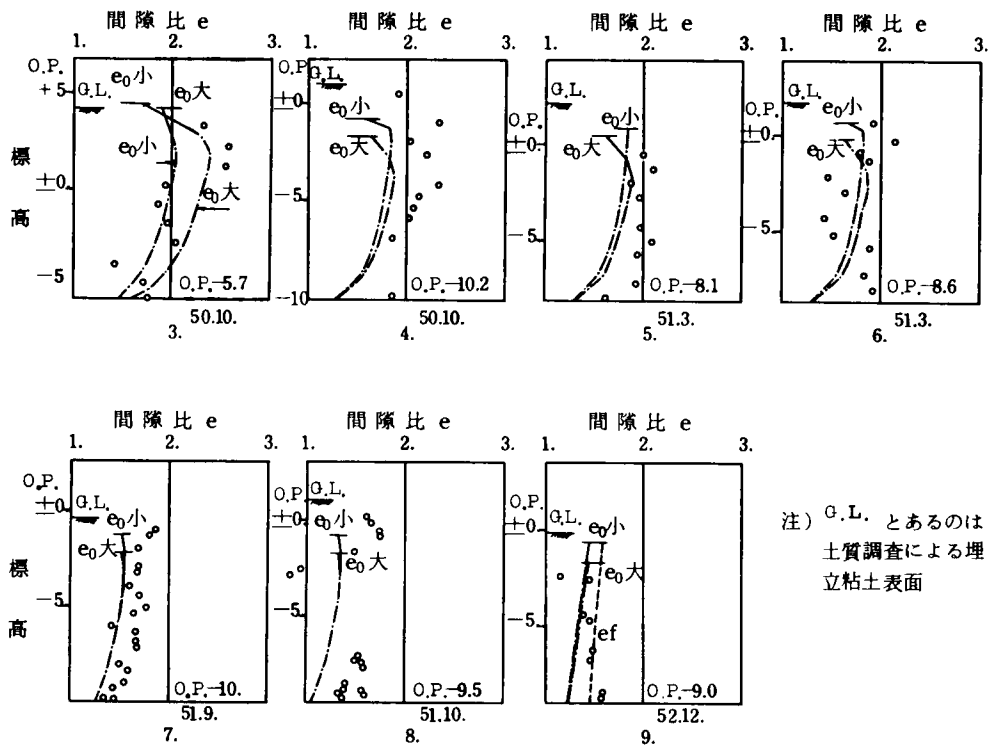
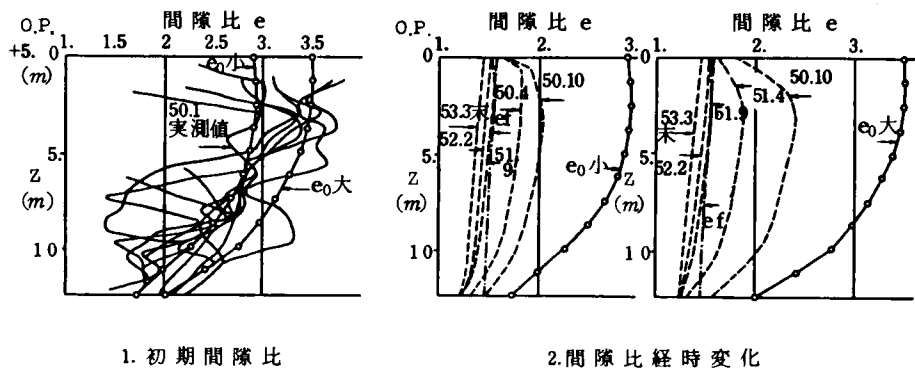
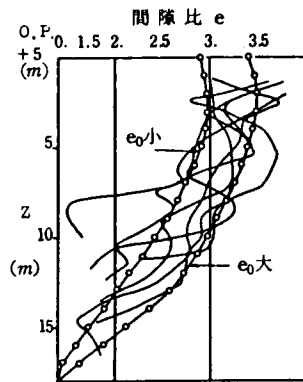
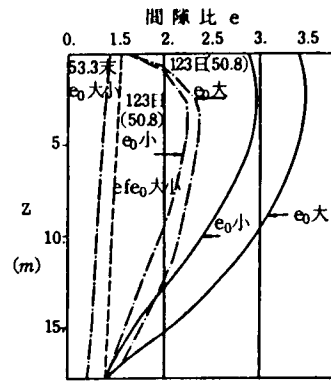


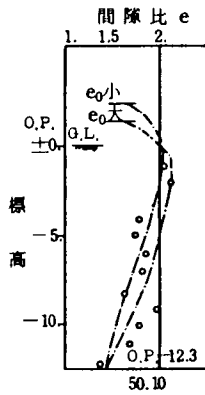
図5.42 ポートタウン 3住区 埋立層(一般部)
間隙比 理論-実測比較図



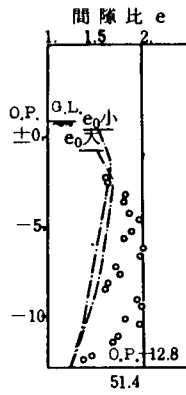
1. 初期間隙比



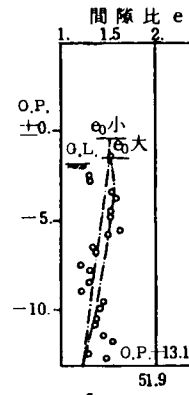
2. 間隙比経時変化



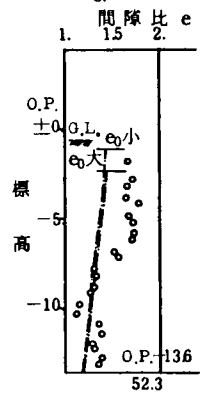
3. 間隙比 e



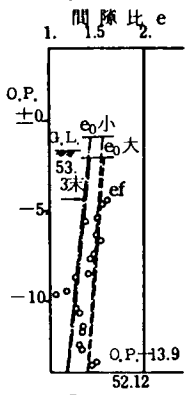
4. 間隙比 e



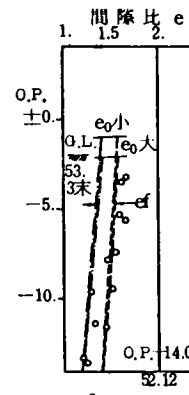
5. 間隙比 e



6. 間隙比 e



7. 間隙比 e



8. 間隙比 e

図 5・43 ポートタウン 3住区 埋立層 (ポケット部)
間隙比 理論 - 実測 比較図

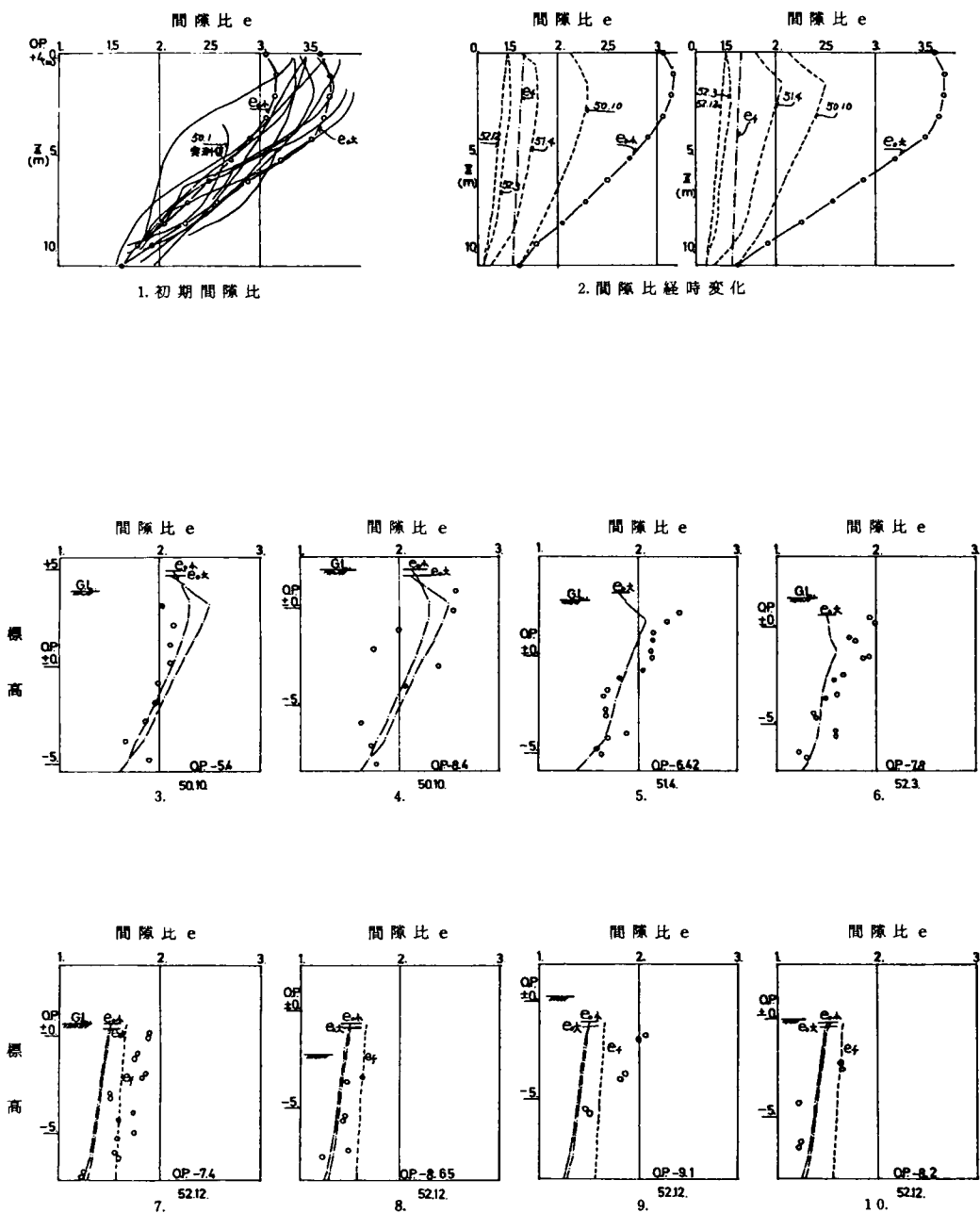
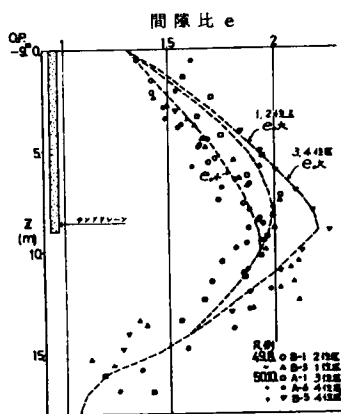
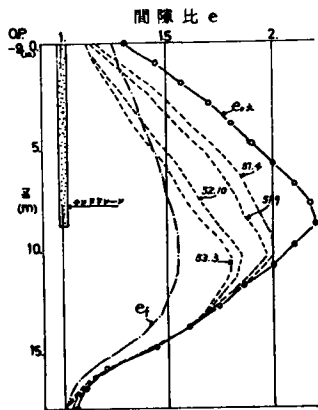


図5-44 ポートタウン 4住区 埋立層
間隙比 理論-実測比較図

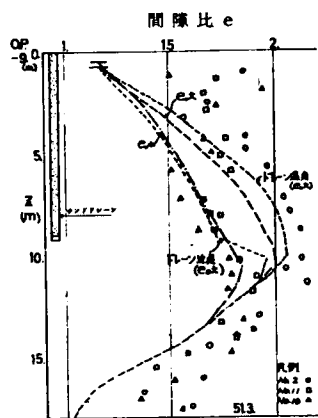
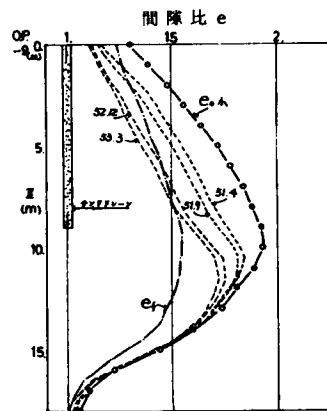
— 155 —



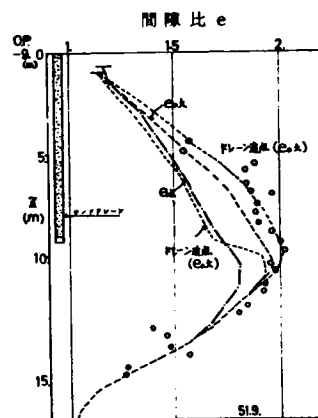
1. 初期間隙比



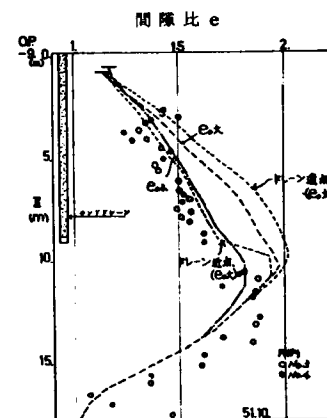
2. 間隙比経時変化



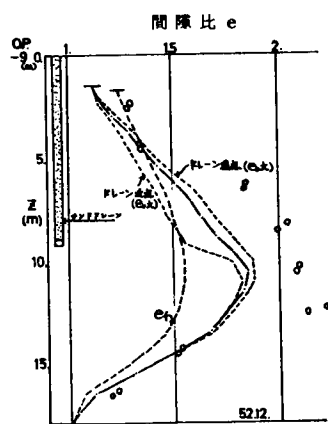
3.



4.

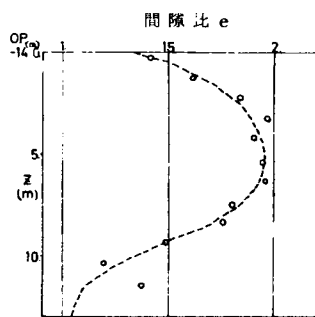


5.

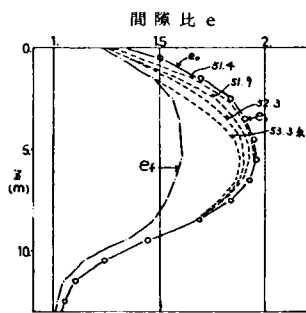


6. 図5・46

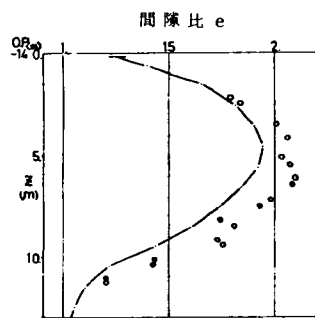
ポートタウン 3住区 沖積層(一般部)
間隙比 理論-実測比較図



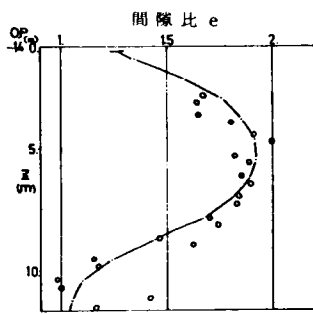
1. 初期間隙比



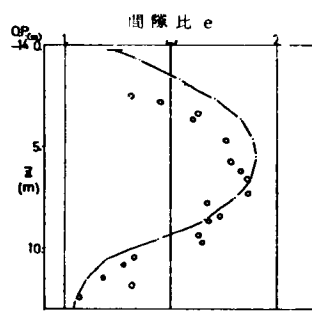
2. 間隙比経時変化



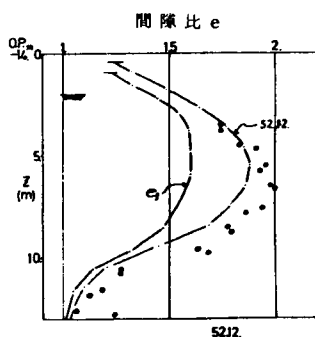
3. 51.4



4. 51.9

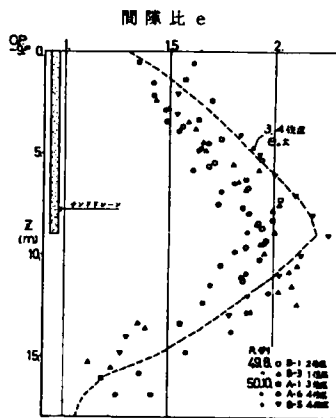


5. 52.3

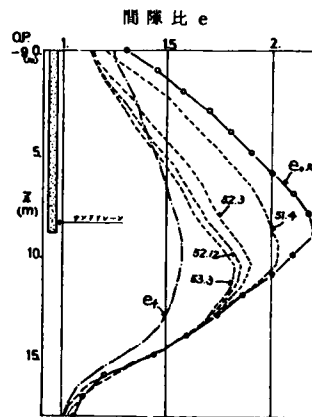


6. 52.12

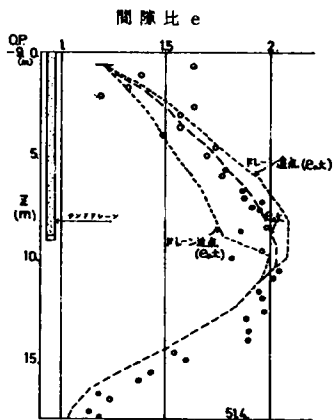
図5・47 ポートタウン 3住区 沖積層(ポケット部)
間隙比 理論 - 実測 比較図



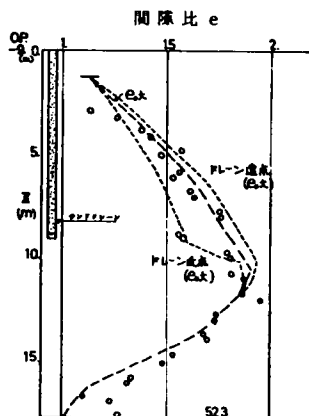
1. 初期間隙比



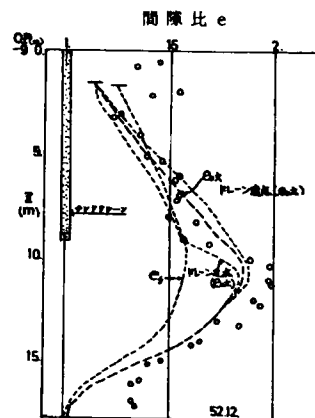
2. 間隙比経時変化



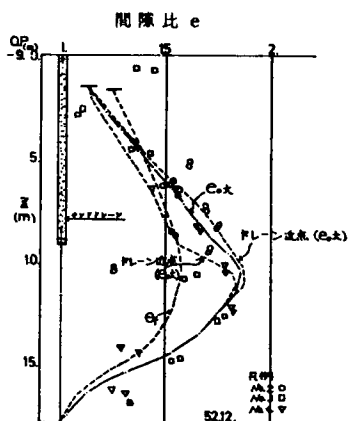
3.



4.



5.



6.

図 5・48

ポートタウン 4 住区 沖積層
間隙比 理論-実測比較図

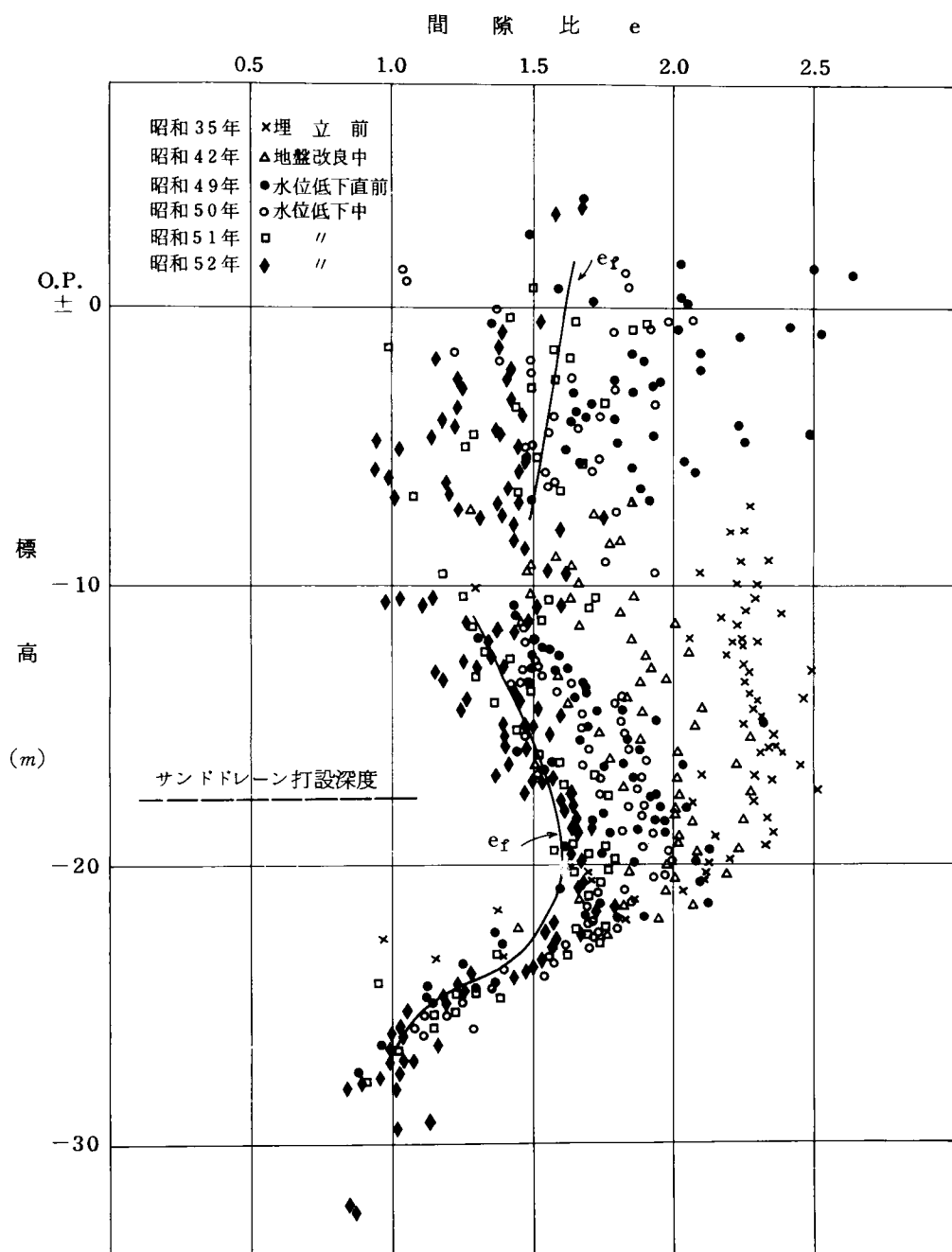


図5-49 1住区 実測による間隙比の経時変化
間 隙 比 比 較 図

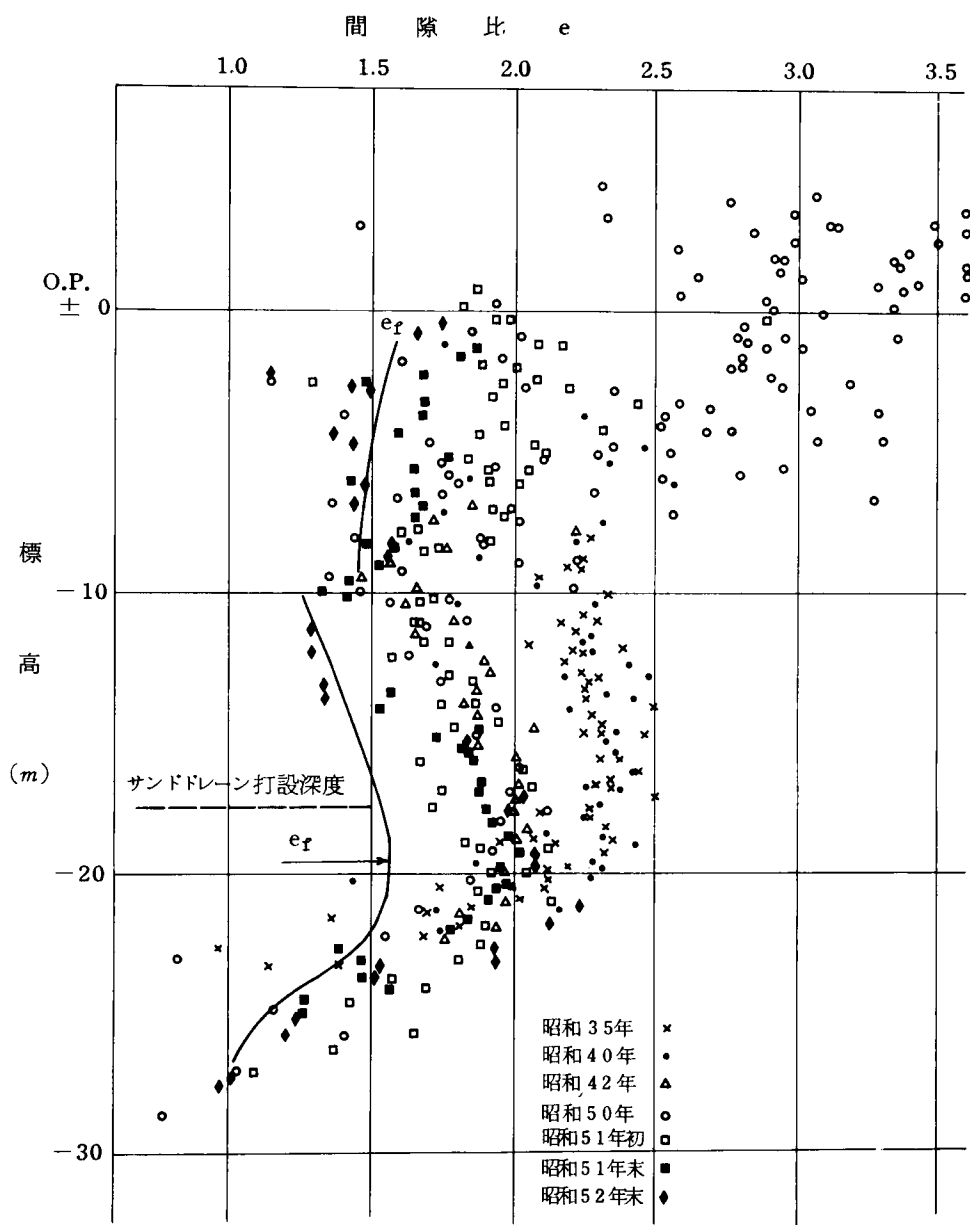


図 5.50 3 住区一般部 実測による間隙比の経時変化
間隙比比較図

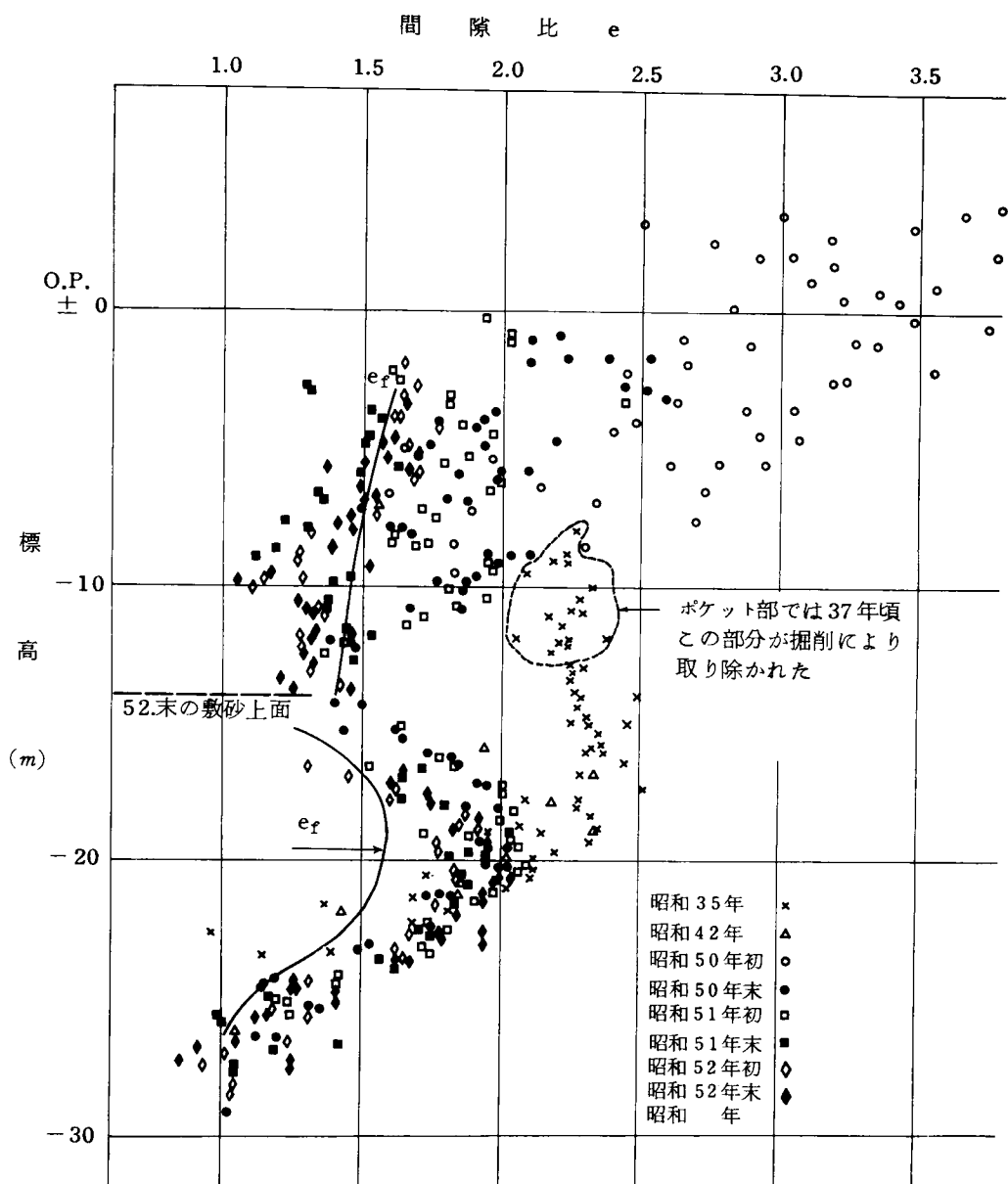


図5・51 3住区ポケット部 実測による間隙比の経時変化
間 隙 比 比 較 図

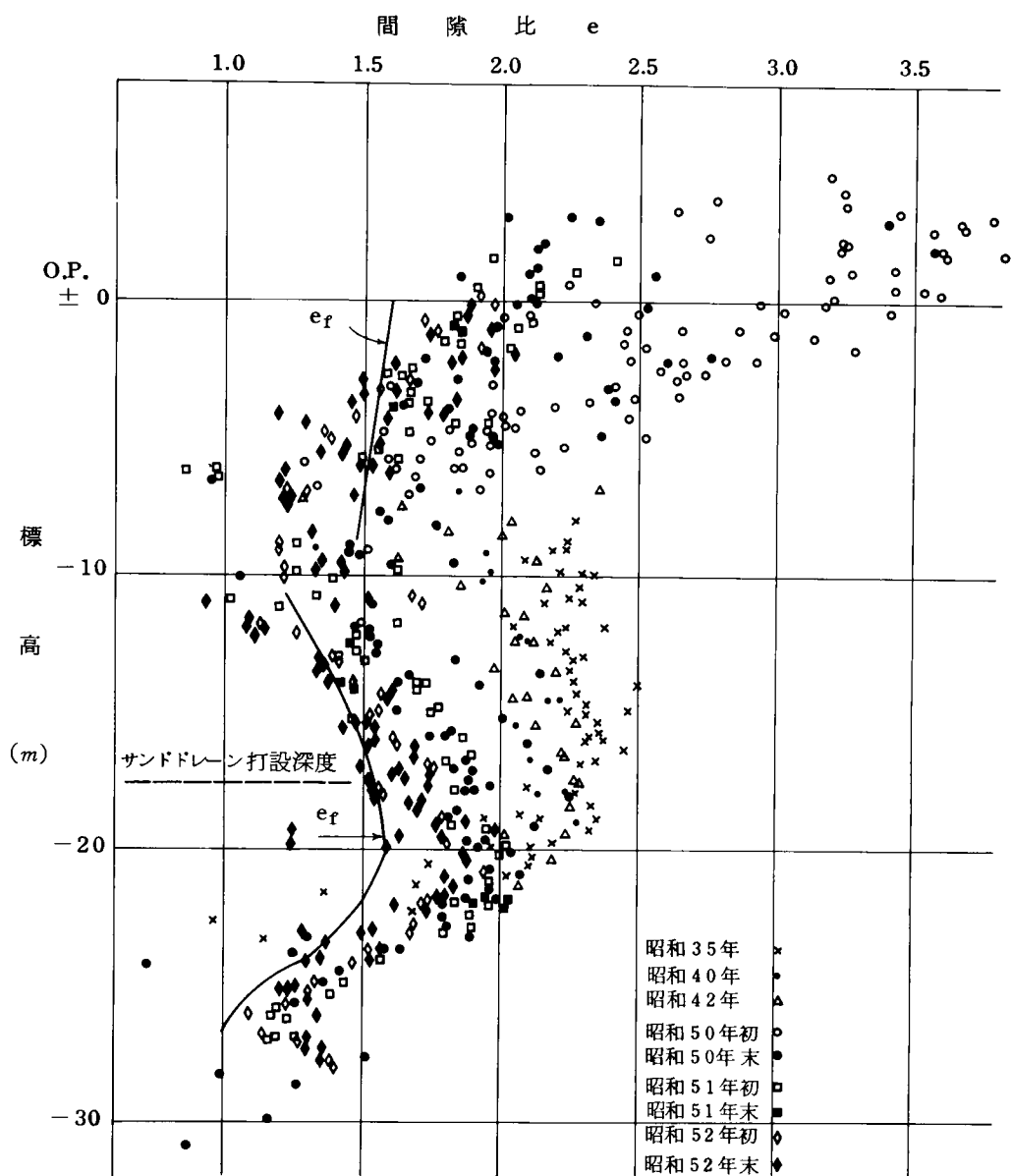


図5・52 4住区 実測による間隙比の経時変化
 間 隙 比 較 図

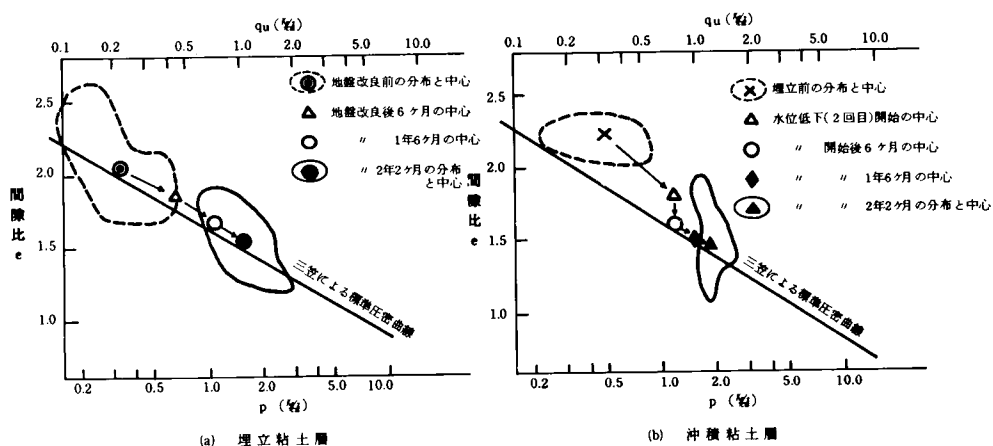


図5-53 一軸圧縮強度と間隙比¹²⁾

参 考 文 献

- 1) 中堀和英, 諏訪靖二, 速水俊行, 池森桂祐: 貯留タンク基礎の地盤改良の諸例, 土質工学会第15回シンポジウム, 1970, PP-87~92.
- 2) 中堀和英, 速水俊行: 動的コーンテストと標準貫入試験一軸圧縮強度との関係, 土木学会講演会, 1970, III, PP-227~228.
- 3) 中堀和英: 岸壁の変位例, 土質工学会関西支部土質工学展望講話会, 1978, PP-73~78.
- 4) 岩崎宏: 臨海埋立地盤の沈下と変形, 土質工学会関西支部土と基礎の沈下と変形講習会テキスト, 1976, PP-35~46.
- 5) 大西英雄: 臨海土地造成の諸問題, 土質工学会関西支部二十周年記念誌, PP-122~126.
- 6) 中堀和英, 諏訪靖二, 中川要之介, 木山正明: 大阪港における沖積粘土層の土性と堆積環境, 土質工学会第13回研究発表会, 1978, PP-21~24.
- 7) 前田保夫: 花粉分析から推定した大阪湾3万年の自然史, Nature Study, Vol. 18, No. 2, 1972, PP-2~6.
- 8) 清水恵助: 沖積層の土質工学的性質, 地質学論文集, No. 7, 1972, PP-251~266.
- 9) 千地万造: 大阪盆地の地質, 大阪地盤・洪積層を中心として, 土質工学会, 1977, PP-1~26.
- 10) Schultze, E. & E. Menzenbach: Standard Penetration Test and Compressibility of Soils, 5th ICSMFE, 1961, PP-527~532.
- 11) 土質工学会他編: 「大阪地盤図」, コロナ社, 1966, P-15.
- 12) 土質工学会関西支部編: 「二十周年記念誌」, 1978, P-73.

第 6 章 結 論

地盤改良の方法がその地盤に適合したものかどうかは、単に土質に止らず、土層配列・土性の変化状態・地下水の態様などを含めた総合的観点に立つ地盤の相との関連が最も重要であるというのが著者の見解である。

人工埋立地盤・沖積層ともに「変化が極めて激しく、軟かい粘性土・透水層の存在・高い地下水頭」という我が国の軟弱地盤の特性においては、脱水系工法の有用な場合の多いことが指摘できる。

なお、地盤の相の把握は、当然詳細な地盤調査が不可欠であり、これに対する著者の見解は随所で具体的に示して強調した。

各章を要約すると次のごとくである。

第1章の緒論において、軟弱地盤・地盤改良についての著者の考え方、さらにその発展史的な概観、そして諸工法に対する分類法を提示した。そして脱水系工法のその中での位置付け、また工法に適合する地盤の型を示した。

第2章では、脱水系工法の原理やその種々な使い方、分類についての著者の見解を示し、それらの中で水位低下工法を強制脱水手段として、また鉛直ドレーン工法は脱水加速手段であるという観点を示した。そしてこれら両工法はそれぞれ脱水系工法の中でも、普遍的かつ代表的工法であることを述べた。

第3章は、水位低下工法についての研究であるが、まずその中で具体的手段としては、ウェルポイントと深井戸工法が最も一般的であることを示した。

次いでこれらの工法の適否が、従来は単一土層の粒径曲線のみで論じられて来たことの不充分さを指摘した。著者の見解は、土層配列を主とした地盤の型・透水層の水理条件、次いで透水性・低下必要深さ・細粒土含有率など多角的観点から勘案すべきであるというものであり、これが多くの実施例から帰納的に到達したことを示した。

また、事前調査において、シームなどを含む地盤の全体像の把握の必要性を強調した。透水性調査では揚水試験が最も精度高いことを示した。

設計手順としては、水理計算と並行して、著者の作った判定表を用いるのが適切である。吸水部の水理機構は極めて複雑であるため、あらかじめ理論計算で1本あたり揚水量を求めるのは困難である。著者はウェルポイント工事の多くの実測から、それが土の透水度に最も深く関係することを見出し、その関連の図表を求めた。必要本数や間隔の決定にこの図は有用であると考えた。

ウェルポイントの施工での最重点は、設置時のジェットニングであり、次いでジョイント、

セバレータータンク，真空ポンプ排気量である。

深井戸工法では，グラベルフィルターを含むストレーナーなど吸水部と削孔方法が重要点である
と考える。

第4章では，鉛直ドレーン工法についての研究を述べた。まず従来のバロンの計算法では，均
一な粘性土地盤で， m_v ， k 値が一定という条件の場合のみしか成り立たないが，むしろ実施地盤
ではこのようなものは稀有である。

著者の計算法は，土性が不均質で，かつ m_v や k 値も変化していく条件でも行い得るのである。
砂シームの存在も大きく圧密速度に影響する。

また，不貫通ドレーンの場合でも，著者の方法で計算可能である。土性が変化する粘性土にお
いては，ドレーン深さの決定が重要なものであり，この場合にも適切な計算をなし得る。

施工法において，サンドドレーン工では，削孔式と小孔径の押し分け式では問題は少く，袋詰
式のものは連続性確保が良いことを示した。

押し分け式の典型である大孔径の打込式工法は極めて軟い粘性土の場合を除き問題が多い。特
に打設直後は回復期間を与えるべきである。

削孔式の中でもジェット式工法は結果が良いが，施工時の泥液処理などに問題を持っている。

ペーバードレーンでは，プラスチック製が折損・腐敗などの障害が少く，多用される傾向にあ
る。

表面の目詰りは今後の大きな課題として残っているが，珪藻土塗布実験が多孔物質の良いいこと
を示唆している。

第5章は両工法の実施例を通じての研究であるが，全体を通じて適切な鉛直ドレーンを設置し
十分な水位低下を行い，かつ改良期間を充分確保したものは成功率が高い。

サンドドレーンの設置法を見ると，削孔式の典型であるジェット式の場合が成功率高い。押し
分け式の典型である大孔径打込式では打設直後の載荷は避けなければならない。

粘性土の圧密特性が弓型に変化した，我が国沖積粘土によく見られる条件においては，ドレー
ン先端の決定は残留沈下に微妙に影響を与えるが，これに対して著者の計算法は実際と良く合っ
ている。

以上，水位低下工法と鉛直ドレーン工法を脱水系地盤改良の代表として，主として実践的立場
から著者の究明したことをまとめて述べた。なお今後残された問題を挙げるならば，地下水調査
の能率向上，井戸ストレーナー部の改良，打込式サンドドレーンの土質との関連説明，ジェット
式サンドドレーンの泥液処理，ペーバードレーンの目詰り防止，施工機械の軽量化などであろう。

謝

辞

本論文は著者が京都大学工学部土木工学卒業後、地盤調査・地盤改良の実務に携わり、次いでコンサルティング業務を遂行するなかで得た経験と、それから得た成果をまとめ考察したものである。卒業の時から終始懇切な御指導と御鞭達を賜った京都大学工学部教授工学博士松尾新一郎先生に対して衷心より感謝の意を表する次第である。

同先生には、土質工学会・土木学会などの研究活動において、軟弱地盤の問題を取り扱った諸委員会の長として、種々示唆に富む勉学の場に参加する機を与えて下さり、それが本論文作成の大きな原動力となっており、学会でお会いした方々にもここに深く感謝を申し上げるものである。

また、京都大学工学部土木工学系教室の諸先生方には、常々幾多の御教導を受け、大きい指針を得て成果をまとめることが出来たものである。そしてクラスメートであった名古屋大学工学部教授川本眺万博士には、種々有益な助言を頂き、かつ途中で著者のひるんだような時には暖かい激励の言葉を受け、ようやく成果にたどりつき得た感を深くしている。

なお、資料は業務で得たものも多く、関係諸機関の方々の好意によって発表させて頂いたものである。

このように多くの方々の御指導・御尽力により本論文がまとめられたことに対し、ここに改めて深く感謝の辞を述べさせて頂くものである。